

Avaliação do comportamento de uma ponte metálica centenária sujeita à ação de tráfego ferroviário ligeiro

LUÍS CARLOS BRITO CRUZ

Novembro de 2015

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE UMA PONTE METÁLICA CENTENÁRIA
SUJEITA À AÇÃO DE TRÁFEGO FERROVIÁRIO LIGEIRO

Dissertação

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DO PORTO

Mestrado em Engenharia Civil

Ramo de Estruturas

Luís Carlos Brito Cruz

Orientador do ISEP: Prof. Doutor Diogo Rodrigo Ferreira Ribeiro

Co-Orientador: Doutor Bruno José Afonso Costa

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil
— Ramo de Estruturas

OUTUBRO 2015

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	i
Resumo	iii
Abstract	v
Agradecimentos	vii
Índice de Texto	ix
Índice de Figuras	xiii
Índice de Quadros	xix
1 INTRODUÇÃO	1
2 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DO SISTEMA PONTE-COMBOIO	11
3 MODELAÇÃO NUMÉRICA E IDENTIFICAÇÃO MODAL DA PONTE LUIZ I	40
4 MODELAÇÃO NUMÉRICA DO VEÍCULO ML 95	74
5 ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO	87
6 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	121
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	125

RESUMO

A presente dissertação tem como objetivo principal a análise numérica do comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária, sob ação de tráfego ligeiro ferroviário.

Neste contexto são apresentados alguns fundamentos teóricos a ter em conta nestes domínios, visando uma melhor compreensão dos fenómenos existentes no comportamento dinâmico de pontes ferroviárias quando sujeitas ao tráfego.

O caso de estudo teve como foco a ponte Luiz I, uma ponte metálica situada sobre o rio Douro, que liga as cidades do Porto e Vila Nova de Gaia, sob ação de tráfego ligeiro ferroviário no seu tabuleiro superior para a condição anterior aos trabalhos de reabilitação e reforço realizados entre 2004 e 2005.

Para o efeito foi desenvolvido um modelo numérico de elementos finitos da ponte realizado com recurso ao programa ANSYS, assim como um modelo numérico do veículo do Metro de Lisboa. Com base nestes modelos foram obtidos os parâmetros modais, nomeadamente as frequências naturais e os modos de vibração de toda a estrutura e do veículo.

O estudo do comportamento dinâmico da ponte foi realizado por intermédio de uma metodologia de cargas móveis e de interação veículo-estrutura, através da ferramenta computacional Train-Bridge Interaction (TBI). As análises dinâmicas foram efetuadas para a passagem dos veículos de passageiros das redes de Metros do Porto e Lisboa. Nestas análises é estudada a resposta da estrutura em função da variabilidade ao nível da secção transversal, dependência do tramo, influência do veículo, da sua velocidade de circulação e impacto das frequências de vibração estimadas pelo modelo numérico.

PALAVRAS-CHAVE: Pontes metálicas, pontes ferroviárias, análise dinâmica, tráfego ferroviário, modelação numérica, metodologias numérico

ABSTRACT

This work had the principle aim the numerical analysis of the dynamic behavior of a railway bridge, induced by a railway light traffic.

In this context are presented some theoretical foundations to consider in those domains, in order to achieve a better comprehension of the existing phenomena in the dynamic behavior of railway bridges when subjected to a traffic.

The case study focused on the Luis I Bridge, a metallic bridge located over the Douro River, which connects the cities of Porto and Vila Nova de Gaia, with rail light traffic action in their upper deck to the previous condition of rehabilitation and reinforcement works carried out between 2004 and 2005.

For this purpose it developed a numerical finite element model of the bridge and the vehicle of the Lisbon Subway, using the ANSYS program. Based on these models were obtained modal parameters, particularly natural frequencies and the mode shapes of the whole structure and the vehicle.

The study of the dynamic behavior of the bridge was carried out by through a method for moving loads and vehicle-structure interaction by computational tool Train Bridge-Interaction (TBI). The dynamic analyzes were performed for the passage of passenger vehicles of the subway networks of Porto and Lisbon. In these analyzes is studied the response of the structure due to the variability in terms of cross section, leg dependence, influence of the vehicle, its speed of movement and impact of vibration frequencies estimated by the numerical model.

KEYWORDS: Metallic bridges, railway bridges, dynamic analysis, rail traffic, numerical modeling, numerical methodologies

AGRADECIMENTOS

Quero manifestar o meu profundo e sincero agradecimento a todos aqueles que contribuíram de alguma forma para que a concretização deste trabalho se tornasse possível, nomeadamente

- Aos meus orientadores, Eng. Diogo Ribeiro e Eng. Bruno pelo enorme acompanhamento e disponibilidade na realização deste trabalho, assim como pelos conhecimentos transmitidos.

- À minha família, um muito obrigado por me dar a oportunidade de frequentar um curso académico e pelo apoio dado ao longo destes anos.

- À minha namorada que esteve sempre do meu lado a dar apoio e também pela ajuda na revisão do documento.

- Ao Professor Manuel Bravo de Faria Cruz, do Departamento de Matemática do Instituto Superior de Engenharia do Porto, pela disponibilidade e pelas importantes dicas dadas em relação à programação avançada em MATLAB.

- Aos meus colegas e amigos do Instituto Superior de Engenharia do Porto pelo companheirismo ao longo destes anos. Desejo-vos o melhor para a vossa vida pessoal e profissional.

ÍNDICE DE TEXTO

Índice Geral	i
Resumo.....	iii
Abstract	v
Agradecimentos	vii
Índice de Texto	ix
Índice de Figuras	xiii
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Enquadramento	1
1.1 Objetivos.....	4
1.2 Estudos realizados sobre comportamento dinâmico de pontes	6
1.3 Estudos realizados sobre a Ponte Luiz I	7
2 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DO SISTEMA PONTE-COMBOIO.....	11
2.1 Introdução	11
2.2 Modelação numérica do sistema ponte-comboio.....	11
2.2.1 Modelação da ponte	12
2.2.2 Modelação da via	18
2.2.3 Modelação do veículo	20
2.2.4 Modelação das irregularidades	23
2.2.5 Modelação do contacto roda-carril.....	25
2.3 Metodologias numéricas de análise dinâmica do sistema ponte-comboio	27
2.3.1 Metodologia de cargas móveis.....	28

2.3.2	Metodologia com interação ponte-comboio.....	32
2.4	Aplicação computacional TBI	35
2.4.1	Arquitetura do programa.....	35
2.4.2	Novas implementações no programa TBI.....	37
3	MODELAÇÃO NUMÉRICA E IDENTIFICAÇÃO MODAL DA PONTE LUIZ I	40
3.1	Introdução.....	40
3.2	Descrição da ponte	41
3.3	História da ponte Luiz I	44
3.4	Modelação numérica da ponte Luiz I.....	46
3.4.1	Caracterização mecânica e geométrica	48
3.4.2	Tabuleiros superior e inferior	49
3.4.3	Arco.....	52
3.4.4	Pilares.....	54
3.4.5	Montantes de suspensão e pilares apoiados no arco	55
3.4.6	Chapas.....	56
3.4.7	Aparelhos de apoio	58
3.4.8	Massas	62
3.5	Parâmetros modais.....	63
3.6	Validação do modelo numérico	70
4	MODELAÇÃO NUMÉRICA DO VEÍCULO ML 95	74
4.1	Introdução.....	74
4.2	Veículo ML95.....	75
4.2.1	Descrição geral.....	75
4.2.2	Bogie e suspensão primária	76
4.2.3	Caixa e suspensão secundária	78
4.3	Modelação numérica	79

4.3.1	Descrição	79
4.3.2	Corpos rígidos.....	80
4.3.3	Suspensão primária	81
4.3.4	Suspensão secundária	82
4.3.5	Contacto roda-carril	83
4.3.6	Sistema assento-passageiro	84
4.4	Parâmetros modais do veículo ML95	84
5	ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO.....	87
5.1	Cenários de análise	87
5.2	Influência do ponto de controlo na secção transversal.....	89
5.3	Variabilidade da resposta em função do tramo	94
5.4	Influência do veículo.....	98
5.5	Influência da velocidade	103
5.6	Influência da interação ponte comboio.....	111
5.7	Verificação dos estados limite	115
5.7.1	Aceleração vertical do tabuleiro.....	115
5.7.2	Conforto dos passageiros	118
5.7.3	Conforto dos pedestres	119
6	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	121
6.1	Conclusões.....	121
6.2	Desenvolvimentos futuros.....	123
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	125

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-Tráfego ferroviário entre os anos de 2011 e 2014 (Fonte: Instituto Nacional de Estatística)..	2
Figura 2-Evolução do tráfego dos metropolitanos do Porto e de Lisboa (fonte: Instituto Nacional de Estatística).....	2
Figura 3 - Fenómeno de ressonância (Ribeiro, 2004)	3
Figura 4 - Modelo elementos finitos de Figueiredo (2007).....	6
Figura 5 - Modelo numérico desenvolvido no âmbito do estudo de viabilidade realizado pelo I.C. (Coelho et al, 1997).....	7
Figura 6 - Modelo de cálculo da ponte Luiz I apresentado por Santos (1998)	8
Figura 7- Modelo numérico elaborado por Costa (2013)	9
Figura 8 - Resultados obtidos por Calçada et al (2002).....	9
Figura 9- Modelo de elementos finitos: a) estrutura metálica principal; e b) pormenor do modelo de dois detalhes construtivos do viaduto de Sesia (Roeck et al. (2012)).	13
Figura 10 - Modelo tridimensional da ponte ferroviária sobre o Rio do Sonho no Brasil (Fagner (2013)).	13
Figura 11 - Modelos elaborados por Figueiredo (2007); a) modelo plano; b) modelo tridimensional .	14
Figura 12 - Influência da rigidez na resposta dinâmica de uma ponte: aceleração vertical e fator de amplificação dinâmica em função da velocidade do comboio (adaptado de Karoumi, 2007).....	15
Figura 13 - Influência da massa na resposta dinâmica de uma ponte: aceleração vertical e fator de amplificação dinâmica em função da velocidade do comboio (adaptado de Karoumi, 2007).....	16
Figura 14-Amortecimento em função do vão (adaptado de ERRI D214/RP 9, 2001)	17
Figura 15-Modelos planos da via-férrea a) modelo adotado por Calçada (1995); b) modelo apresentado por Yang et al. (2004); c) modelo proposto por Lou (2005)	19

Figura 16 - Modelos tridimensionais de pontes ferroviárias incluindo a via: a) viaduto de Alverca, Portugal (Horas, 2011); b) viaduto de Sesia, Itália (Liu, 2008); c) viaduto de Alverca, Itália (Meixedo, 2012).	20
Figura 17 – Modelos baseados em formulações de dinâmica multicorpo: a) veículo de passageiros; b) bogie (adaptado de Multicorpos Engenharia)	21
Figura 18 – Modelo numérico do comboio alfa pendular (veículo BBN): a) perspetiva; b) alçado; c) vista de topo. (adaptado de Ribeiro (2012)).....	22
Figura 19- Modelo numérico do metro de Viena (Stribersky et al, 2002).....	22
Figura 20- Modelo dinâmico 2D de um veículo com massas suspensas (Rigueiro, 2007).	23
Figura 21-Teoria de Hertz: a) superfície elíptica de contacto; b) distribuição das tensões de contacto	26
Figura 22-Modelo de elementos finitos de análise do contacto roda-carril (Peixoto, 2008)	27
Figura 23-Representação da função de forma para aplicação da força nodal no nó i devido à passagem da carga móvel P_k	29
Figura 24 - Metodologia com interação ponte-comboio (Ribeiro, 2012)	33
Figura 25 - Metodologia iterativa para resolução do problema dinâmico com interação ponte-comboio (adaptado de Ribeiro, 2012)	34
Figura 26-Fluxograma do programa TBI (adaptado de Ribeiro (2012)).	36
Figura 27 – Procedimento para seleção do resultado a visualizar	38
Figura 28-Interface gráfica para análise de resultados.	39
Figura 29 - Localização geográfica da Ponte Luiz I	41
Figura 30 – Tabuleiro superior ponte Luiz I (Fonte: SkyCam).....	41
Figura 31 - Tabuleiro inferior ponte Luiz I	42
Figura 32 - Arco Ponte Luiz I	42
Figura 33 - Vista lateral da Ponte Luiz I	43
Figura 34 - Corte transversal do tabuleiro superior	44
Figura 35 - Ponte durante a sua construção (Fonte: Emílio Biel)	45

Figura 36 - Trabalhos de reabilitação e reforço na ponte Luiz I	45
Figura 37- Modelo 3D da ponte, Perspetiva (a) alçado (b) e plantas (c).....	47
Figura 38 - Vista lateral de um tramo do tabuleiro superior	49
Figura 39 - Corte transversal do tabuleiro superior	49
Figura 40 - Modelo numérico dos tabuleiros	50
Figura 41 – Pormenor do desenho e modelo numérico das consolas	52
Figura 42 - Vista lateral e corte transversal do arco	52
Figura 43 - Modelo tridimensional do arco	53
Figura 44 - Modelo tridimensional dos pilares	54
Figura 45 - Vista lateral dos Pilares	54
Figura 46 - Vista lateral dos montantes de suspensão	55
Figura 47 - Chapas da estrutura	57
Figura 48 – Localização das chapas modeladas com elementos finitos de casca e respetivos pormenores	58
Figura 49 - Apoio tabuleiro superior, nos encontros (a) e pilares metálicos (b).....	59
Figura 50- Aparelho de apoio do arco do tipo aço “pin bearing”	60
Figura 51- Juntas de dilatação do tabuleiro inferior	61
Figura 52 - Modelo tridimensional da ponte Luiz I	63
Figura 53-Grupo G1 de modos de vibração e respetivas frequências naturais	64
Figura 54-Grupo G2, modos de vibração e respetivas frequências naturais	65
Figura 56-Grupo G3, modos de vibração e respetivas frequências naturais	66
Figura 59 - Grupo G4, modos de vibração e respetivas frequências naturais	68
Figura 60 - Comparação da configuração dos modos de vibração obtidos no presente trabalho com numéricos de Costa (2013)	72
Figura 61 - Veiculo ML 95 (Fonte: http://metro.transporteslisboa.pt).....	74

Figura 62 - Veículo Eurotram (Fonte: http://www.metrodoporto.pt)	75
Figura 63 - Esquema de cargas do veículo ML95 (Fonte: adaptado de Pombo, 2004)	76
Figura 64 - Bogie ML95	77
Figura 65-Suspensão primária e elementos do bogie (adaptado de Pombo, 2004)	77
Figura 66- Suspensão secundária e elementos do bogie (adaptado de Pombo, 2004)	78
Figura 67- Modelo numérico ML 95 a)Vista geral; b) Vista alçado;	79
Figura 68 - Corpos rígidos do modelo.....	81
Figura 69 – Modelação da suspensão primária.....	82
Figura 70 – Modelação suspensão secundária.....	83
Figura 71 – Ligação roda-carril do modelo	83
Figura 72 – Modelação do sistema assento-passageiro.....	84
Figura 73 – Modos de vibração do veículo ML95.....	85
Figura 74-Coeficientes de amortecimento modais	88
Figura 75 – Identificação dos tramos da ponte e das secções de controlo de resposta dinâmica	88
Figura 76 - Corte transversal do tabuleiro superior com indicação dos pontos de controlo da resposta	89
Figura 77 - Deslocamentos a meio vão do tramo 2 (a), do coroamento do arco (b) e do tramo 11 (c) 90	
Figura 78 - Resultados de deslocamentos do arco e tramo 11, a) no presente trabalho; b) Calçada et. al 2002.....	91
Figura 79 - Deslocamentos nas consolas no tramo 2 (a), arco (b) e tramo 11 (c).....	92
Figura 80 - Acelerações dos pontos de controlo 1 a 7 da secção de meio vão do tramo 2	93
Figura 81 - Deslocamentos das cordas superiores montante a meio vão dos principais tramos do tabuleiro superior para a passagem do veículo ML 95 simples; a) tramo 1; b) tramo 2; c) tramo 3; d) tramo 4; e) arco; f) tramo 9; g) tramo 10; h) tramo 11; i) tramo 12 ; j) tramo 13.....	94
Figura 82 - Deslocamentos máximos da corda superior montante a 1/3 e a1/2 vão dos tramos do tabuleiro superior para a passagem do veículo ML Simples.....	96

Figura 83- Deslocamentos das cordas superiores montante a meio vão dos principais tramos do tabuleiro superior para a passagem do veículo ML 95 simples; a) tramo 1; b) tramo 2; c) tramo 3; d) tramo 4; e) arco; f) tramo 9; g) tramo 10; h) tramo 11; i) tramo 12	97
Figura 84 – Resposta em deslocamentos e acelerações a 1/2 vão do tramo 2 para a passagem do veículo Metro de Lisboa, composição simples(a) e dupla (b), a uma velocidade de 80 km/h	99
Figura 85 – Resposta em deslocamentos e acelerações a 1/2 vão do tramo 2 para a passagem do veículo Metro do Porto, composição simples(a) e dupla (b), a uma velocidade de 80 km/h.....	101
Figura 86 – Registos dos deslocamentos e acelerações no tramo 2 para a passagem dos 4 veículos a uma velocidade de 80 km/h	102
Figura 87 - Resultados da resposta dinâmica de secção de meio vão do tramo 2 para a passagem do veículo ML-Simples a velocidade de: a) 20 km/h; b) 40 km/h.....	103
Figura 87 (continuação) - Resultados da resposta dinâmica de secção de meio vão do tramo 2 para a passagem do veículo ML-Simples a velocidade de:g) 140 km/h; h) 160 km/h;.....	106
Figura 88 - Resultados para velocidades de a) 50; b) 55; c) 60; d) 65; e) 70, para a passagem do veículo ML -Simples no tramo 2.....	108
Figura 88 (continuação) - Resultados para velocidades de a) 50; b) 55; c) 60; d) 65; e) 70, para a passagem do veículo ML -Simples no tramo 2	109
Figura 89 – Valores máximos das acelerações nas secções de 1/2 vão dos a) tramos 2; b) coroamento do arco; c) tramo 11 em função da velocidade, nos pontos de controlo da corda superior de montante e da ligação carlinga/longarina.	110
Figura 90 – Resposta dinâmica de secção de meio vão do tramo 2 à passagem do veículo ML Simples com uma velocidade de circulação de 80km/h, com base na metodologia de cargas móveis e metodologia com interação ponte-comboio.....	112
Figura 91 - Acelerações na secção de 1/2 vão do tramo 2 para a passagem do veículo ML Simples com uma velocidade de circulação de 80 km/h estimados para ambas as metodologias.....	112
Figura 92 - Esquema do modelo numérico do veículo ML-Simples	113
Figura 93 - Deslocamentos e acelerações estimados para os passageiros e caixa a) ponto de controlo 2; b) ponto de controlo 4; c) ponto de controlo 6; d) ponto de controlo 8; e) caixa	113

Figura 94 - Aceleração vertical máxima do tabuleiro aquando a passagem do veículo ML95, com velocidades de a) 20 km/h até 100 km/h; b) 120 km/h até 200 km/h	117
Figura 95 - Nível de conforto dos passageiros no assento para uma velocidade de 80 km/h.	118
Figura 96 - Nível de conforto dos passageiros na caixa para uma velocidade de 80 km/h a) ponto de controlo 8; b) caixa	119
Figura 97 – Avaliação do nível de conforto dos pedestres com base nos valores máximos das acelerações medidas na consola do passeio, para a passagem do veículo ML- Simples, com velocidades de a) 20 km/h até 100 km/h; b) 120 km/h até 200 km/h.	120

Índice de Quadros

Quadro 1-Valores do coeficiente de amortecimento (ξ) (adaptado de EN 1991-2, 2003)	18
Quadro 2 – Elementos finitos adotados na modelação dos diferentes elementos estruturais	48
Quadro 3 - Características geométricas dos elementos estruturais do tabuleiro superior.....	51
Quadro 4 - Características geométricas dos elementos estruturais do arco.....	53
Quadro 5 - Características geométricas dos elementos estruturais dos pilares.....	55
Quadro 6 - Características geométricas dos elementos estruturais dos montantes de suspensão	56
Quadro 7 - Localização e valor das constantes de rigidez das molas.....	62
Quadro 12-Valores das frequências naturais da estrutura	71
Quadro 13 - Características principais do veículo ML95 (adaptado de Pombo, 2004).....	76
Quadro 14- Características dos elementos de viga utilizados na modelação do veículo	80
Quadro 15-Propriedades de cada elemento rígido (Fonte: adaptado de Pombo, 2004)	81
Quadro 16-Valores máximos da aceleração vertical do tabuleiro (adaptado de EN 1990-AnnexA2, 2005)	116
Quadro 17 - Valores máximos admissíveis da aceleração vertical no interior das carruagens, em função do nível de conforto dos passageiros (adaptado de EN 1990-AnnexA2, 2005)	118

1 INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

A crescente implantação do automóvel, como meio de transporte pessoal, e o desenvolvimento da rede rodoviária, fomentou o declínio do comboio, incapaz de responder às vantagens da concorrência. Perante este cenário houve a necessidade de modernizar as infraestruturas ferroviárias para lhes conferir uma nova relevância no conjunto das vias de comunicação, remodelando estações, retificando traçados, multiplicando as linhas e em consequência construindo novas pontes e viadutos.

Tendo em conta que cada vez mais a Europa se encontra num desenvolvimento convergente para um mercado global, torna-se indispensável a existência de uma rede de transportes que reduza os tempos de deslocação, os custos, os gastos energéticos e aumente a segurança e a comodidade das pessoas e dos bens. Sendo o transporte ferroviário energeticamente mais eficiente e menos poluente que o rodoviário, o aumento da procura do primeiro, que começa já a manifestar-se em resultado da sua modernização, é assim, um bom sinal para a economia e para o ambiente.

No primeiro trimestre de 2014 foram registados 31.5 milhões de passageiros nas linhas ferroviárias nacionais, traduzindo um aumento de 3.5 % relativamente a 2013. Interrompendo um período de 10 trimestres de diminuição de passageiros transportados. As ligações suburbanas alcançaram um acréscimo de 2.8%, tendo totalizado 28.1 milhões de deslocações nos primeiros três meses do ano, enquanto o tráfego interurbano aumentou 9.2%, como ilustra a Figura 1.

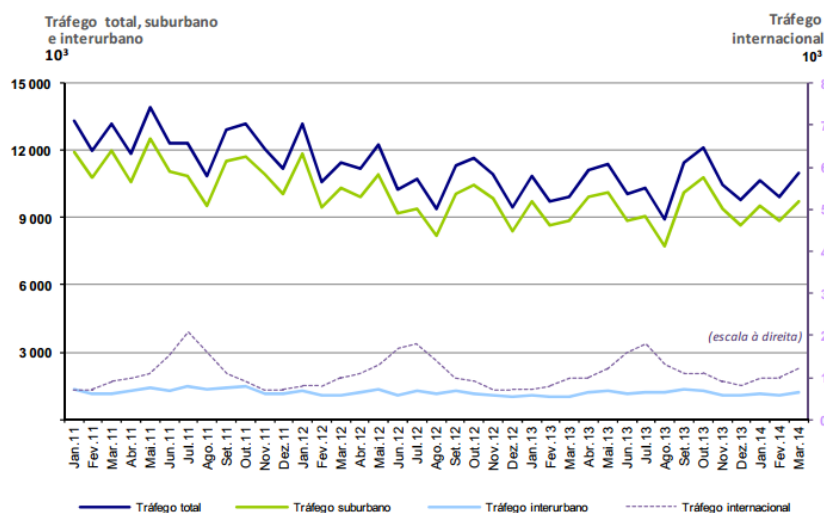


Figura 1-Tráfego ferroviário entre os anos de 2011 e 2014 (Fonte: Instituto Nacional de Estatística)

Relativamente aos sistemas ferroviários ligeiros consubstanciados pelas redes de metro, no primeiro trimestre de 2014 foram transportados 48.1 milhões de passageiros: 34.5 milhões de passageiros no metropolitano de Lisboa e 13.6 milhões no metropolitano do Porto, Figura 2.

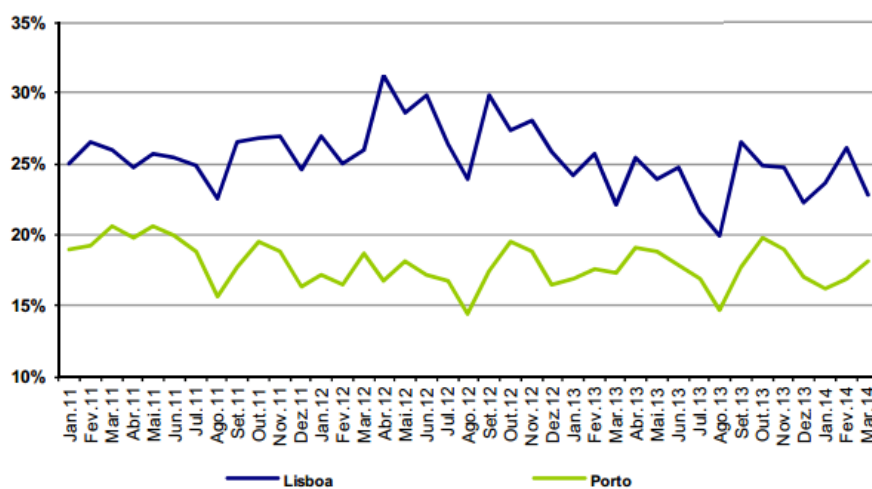


Figura 2-Evolução do tráfego dos metropolitano do Porto e de Lisboa (fonte: Instituto Nacional de Estatística)

A evolução crescente da quantidade de passageiros a transportar conduziu à necessidade de aumentar as velocidades e as cargas por eixo dos veículos assim como as frequências de circulação. Um número

significativo de obras de arte, nomeadamente pontes e viadutos, utilizadas para ultrapassar condicionalismos do relevo e dos traçados das vias ferroviárias passaram a estar sujeitas a ambientes de carga mais severos. Uma maior utilização destas obras de arte pode ser justificada nalguns casos com base em avaliações refinadas da capacidade resistente e ensaios de campo.

Estas estruturas são sujeitas a efeitos dinâmicos, decorrentes da passagem dos comboios, que podem influenciar decisivamente o seu dimensionamento, a segurança da via e o conforto dos passageiros. Estes aspetos são ainda mais importantes no âmbito do reaproveitamento e/ou reconversão de linhas existentes, por deles depender a correta identificação das limitações das estruturas, bem como uma avaliação cuidada das eventuais necessidades de reforço ou substituição.

No projeto de pontes ferroviárias, os efeitos dinâmicos são frequentemente considerados através de fatores de amplificação dinâmica (DAF) da resposta estática. Todavia tal procedimento não tem em conta o comportamento em ressonância (Figura 3) e, para pontes em linhas de alta velocidade, é necessário realizar cálculos dinâmicos que tenham em consideração este importante fenómeno.

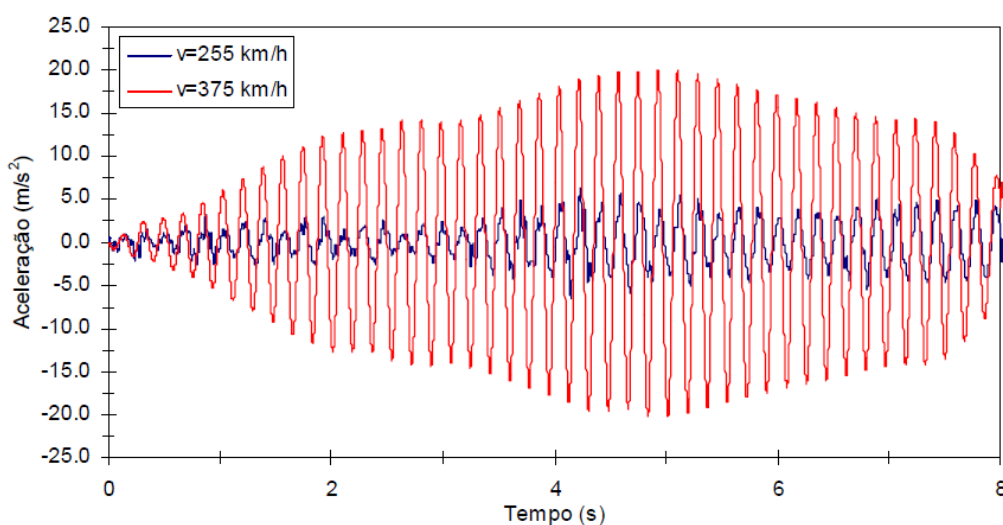


Figura 3 - Fenómeno de ressonância (Ribeiro, 2004)

De acordo com diversos trabalhos de investigação já publicados verifica-se que a resposta dinâmica das pontes depende, em maior ou menor grau, da interação da ponte com a via-férrea e o veículo. O comportamento das estruturas é controlado pela sua massa, rigidez e amortecimentos dos quais dependem os parâmetros modais (frequências e modos de vibração). A resposta da via-férrea é influenciada pelas características dinâmicas do balastro, das travessas, do carril, da ligação carril-

travessa e das irregularidades da via. Por seu turno, a resposta dos veículos depende da sua velocidade, do número de eixos, suas cargas e seu espaçamento, assim como das características das suspensões e imperfeições das rodas.

Com o objetivo de permitir o aumento da velocidade de circulação, a redução das vibrações transmitidas ao terreno e a diminuição dos custos associados à construção e manutenção, têm sido estudadas diferentes estratégias de intervenção e análise ao nível das estruturas, do material circulante e das vias. Neste contexto revertem-se de particular importância os mais recentes desenvolvimentos relativos à caracterização experimental “in situ” da resposta estrutural e a implementação de metodologias numéricas avançadas de simulação do comportamento.

1.1 OBJETIVOS

A presente dissertação tem por principal objetivo proceder ao estudo integrado do comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária antiga construída em aço, mediante a adoção das mais recentes estratégias e metodologias de análise.

Com a modernização de linhas ferroviárias existentes torna-se indispensável a realização de estudos de comportamento dinâmico em pontes antigas, com vista ao seu possível reforço em caso de necessidade. Com o recente desenvolvimento de metodologias numéricas avançadas, é possível atualmente obter resultados objetivados e rigorosos do comportamento dinâmico destas estruturas, que tornam viável a aplicação de medidas de intervenção económicas com melhoria da comodidade dos passageiros.

Tendo em conta estes aspetos torna-se clara a importância da existência de estudos detalhados acerca do regular funcionamento destas pontes no seu estado atual e em cenários futuros, assim como o desenvolvimento de metodologias de avaliação que englobam a observação experimental e a simulação numérica do seu comportamento.

Neste contexto, a dissertação terá como objeto de estudo a Ponte Luiz I, tendo como enfoque a análise avançada do seu comportamento dinâmico antes do seu reforço sob as atuais condições de tráfego ferroviário ligeiro no tabuleiro superior.

Uma das tarefas a realizar no âmbito da dissertação consiste no desenvolvimento de modelos numéricos avançados de elementos finitos da ponte e dos veículos com base no programa ANSYS®, com simulação das interações entre si através de rotinas em ambiente MatLab®. No que se refere aos

veículos, os modelos numéricos desenvolvidos em estudos anteriores são algo simplistas com limitações que podem influenciar significativamente o cálculo dinâmico, estando sobretudo relacionadas com a sua bidimensionalidade, lacunas de informação relativas à estrutura e escassez de dados técnicos dos veículos.

No capítulo 1 é realizado um enquadramento geral da importância do estudo do comportamento dinâmico do sistema ponte-comboio enquadrado no desenvolvimento do sector ferroviário, em particular o de sistemas ferroviários ligeiros em Portugal, e apresentam-se algumas investigações realizadas no âmbito da modelação numérica.

No capítulo 2 é realizada uma descrição dos aspetos que deverão ser tidos em conta na modelação do sistema dinâmico ponte-comboio. São apresentadas duas metodologias numéricas de análise dinâmica destes sistemas, em particular a metodologia de cargas móveis e a metodologia com interação ponte-comboio. Por último é descrita a aplicação computacional TBI ("Train Bridge Interaction") (Ribeiro, 2012), utilizada para a realização das análises dinâmicas que suportam o presente trabalho, bem como algumas implementações realizadas na mesma no âmbito desta dissertação.

No capítulo 3 é descrita a ponte Luiz I e apresentado o modelo numérico de elementos finitos desenvolvido, bem como os resultados de uma análise modal. Por último é realizada uma comparação entre os parâmetros modais experimentais e numéricos, validando o modelo numérico construído.

No capítulo 4 é descrito o veículo ML95 e apresentado o modelo numérico criado para a simulação do seu comportamento, bem como os resultados de uma análise modal realizada com o mesmo.

No capítulo 5 são apresentados os resultados das respostas da ponte e do veículo sob o efeito da ação de tráfego, em termos de deslocamentos e acelerações, sendo analisada a sua variabilidade ao nível da secção transversal, dependência do tramo, influência do veículo e da sua velocidade de circulação e impacto da variação das frequências de vibração da ponte estimadas pelo modelo numérico. É ainda realizada uma avaliação dos resultados obtidos, em particular os valores das acelerações no tabuleiro e no veículo em relação aos valores limites regulamentares.

Por último, no capítulo 6 são apresentadas as principais conclusões retiradas ao longo do trabalho bem como algumas perspetivas para investigações futuras.

1.2 Estudos realizados sobre COMPORTAMENTO DINÂMICO DE PONTES

No decorrer dos últimos 20 anos foram desenvolvidos vários estudos do comportamento dinâmico de pontes, nos quais se contemplou a interação ponte-comboio (Cruz, 1994; Calçada, 1995), e se procedeu à revisão das principais metodologias de análise do sistema dinâmico ponte-comboio e da avaliação da fadiga em pontes metálicas (Ribeiro, 2004). Neste contexto, foi ainda avaliado o desempenho de modelos com diferentes graus de complexidade no estudo de tabuleiros mistos aço-betão e em viga caixão por Figueiredo (Figura 4) e Pinto (2007).

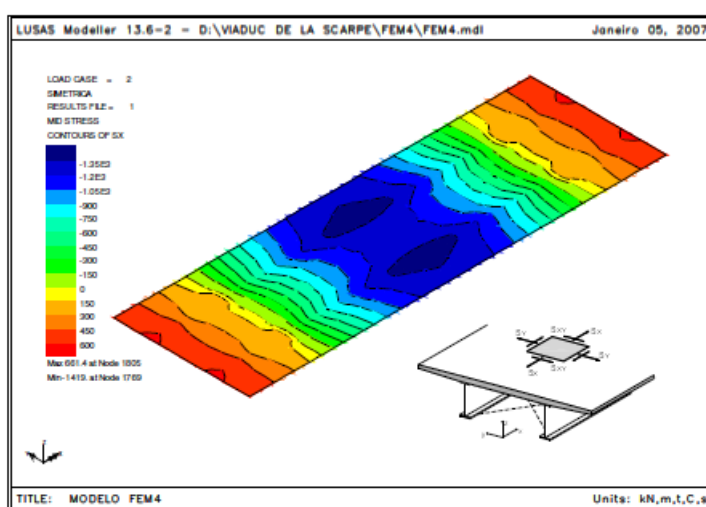


Figura 4 - Modelo elementos finitos de Figueiredo (2007)

Os mesmos autores realizaram ainda uma análise do comportamento à fadiga de detalhes de um tabuleiro aço-betão, para diferentes casos de tráfego, nomeadamente cruzamento de comboios, e uma análise da resposta dinâmica da ponte com vista à avaliação da segurança estrutural e do conforto dos passageiros. Neves (2008) desenvolveu uma nova metodologia de análise dinâmica com interação veículo-estrutura, implementada no programa de cálculo FÉMIX, computacionalmente mais eficiente do que as ferramentas à data disponíveis. Em 2008, Albuquerque estudou o comportamento dinâmico de uma ponte com tabuleiro ortotrópico metálico para tráfego a alta velocidade. Fernandes (2010) e Silva (2010) procederam a um estudo dinâmico de tabuleiros simplesmente apoiados em viga caixão pré-fabricados e do tipo 'filler beam', respetivamente. Em 2011 foram realizadas novas análises a este tipo de soluções estruturais por parte de Carvalho (2011) e Horas (2011), tendo por base modelos numéricos devidamente calibrados e visando a otimização do seu dimensionamento. Com o objetivo

de avaliar a segurança da via á luz de critérios regulamentares, Rocha (2012) desenvolveu técnicas probabilísticas de análise de resposta dinâmica de pontes. Ribeiro (2012) realizou um estudo abrangente e detalhado dos efeitos dinâmicos induzidos por tráfego em pontes ferroviárias do tipo 'bowstring', o qual contemplou o desenvolvimento de modelos numéricos avançados, metodologias de base matemática para a sua calibração, bem como procedimentos de validação experimental. Para o feito, foram criadas ferramentas computacionais em MATLAB que possibilitassem análises iterativas com articulação entre diferentes programas, nomeadamente ANSYS® e OptiSLang®.

1.3 ESTUDOS REALIZADOS SOBRE A PONTE LUIZ I

Em 1997, o I.C. - Instituto da Construção, a pedido da empresa Metro do Porto, S.A., elaborou um parecer sobre a viabilidade da integração da Ponte Luiz I na linha do Metro Ligeiro do Porto, troço Porto-Vila Nova de Gaia (Coelho et al., 1997). Os estudos efetuados compreenderam a análises estáticas da ponte, incluindo a ação do vento, e análises dinâmicas, que incluíram a medição das frequências próprias da estrutura. A quantificação das forças sísmicas regulamentares e a sua combinação com as outras ações também foi realizada para obtenção das tensões atuantes e deslocamento instalados para diferentes estados limites. A Figura 5 apresenta o modelo numérico desenvolvido no âmbito do estudo.

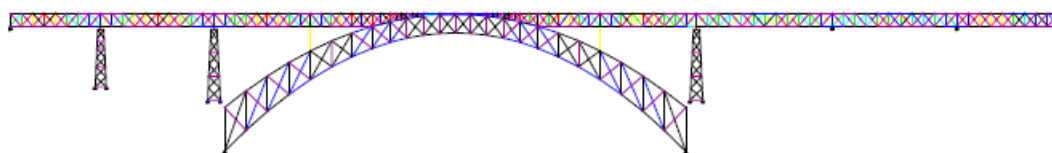


Figura 5 - Modelo numérico desenvolvido no âmbito do estudo de viabilidade realizado pelo I.C.

(Coelho et al, 1997)

As análises efetuadas permitiram também a quantificação dos diversos modos de encurvadura da estrutura da ponte, locais e globais, e correspondentes cargas críticas. Para além disso, o estudo incluiu um conjunto de ensaios laboratoriais que permitiram a caracterização das propriedades dos materiais (módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, resistência, índices de fadiga, etc.), bem como a quantificação dos valores das tensões admissíveis a usar no projeto, para além do período de vida útil à fadiga.

Os resultados foram obtidos tendo apenas em conta os esforços axiais em cada barra e para cada combinação. As tensões instaladas foram comparadas com a tensão admissível determinada a partir dos ensaios laboratoriais. No final foi possível concluir ser viável a passagem do metro pelo tabuleiro superior da Ponte Luiz I mediante um adequado reforço e/ou substituição de elementos, na sua grande maioria localizados no tabuleiro superior.

No contexto do estudo de viabilidade de 1997, a dissertação de mestrado de Santos (1998) apresentou as ações e os modelos numéricos utilizados no cálculo da resposta estrutural, as metodologias e ferramentas adotadas no processamento e análise dos resultados, bem como uma proposta de intervenção ao nível da sua manutenção e, sobretudo, do seu reforço com vista à eliminação dos problemas de instabilidade existentes e potenciais em diversos elementos estruturais.

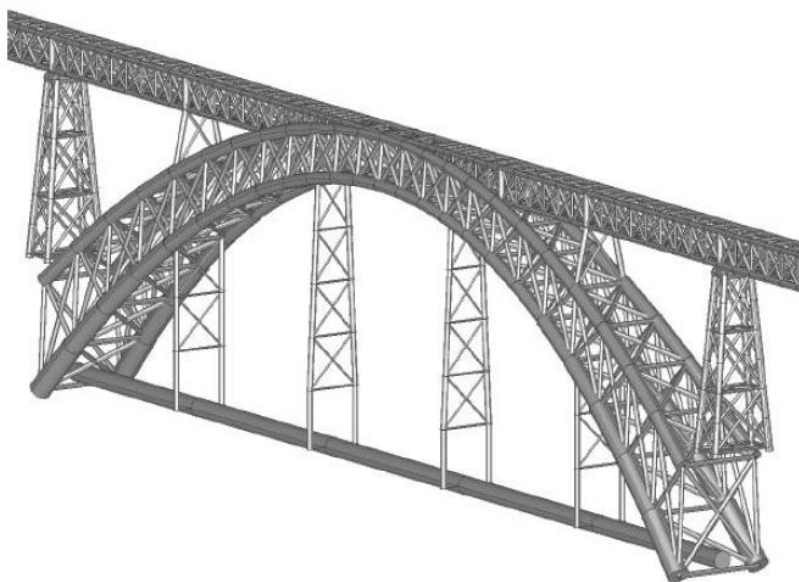


Figura 6 - Modelo de cálculo da ponte Luiz I apresentado por Santos (1998)

No âmbito dos seus trabalhos de doutoramento, Costa (2013) procedeu à caracterização da resposta estática da ponte durante a realização de ensaios de carga controlados e em serviço, mediante a implementação de sistemas avançados de monitorização de parâmetros locais e globais do comportamento. Adicionalmente, foram desenvolvidos modelos numéricos tridimensionais detalhados com vista à sua simulação, antes e após os trabalhos de reabilitação e reforço, tendo por base a informação atualizada das características geométricas e materiais da ponte e do projeto de intervenção. As análises numéricas realizadas com os modelos devidamente validados permitiram conhecer com rigor, para o estado atual da ponte, qual o nível de segurança estrutural associado aos

elementos mais críticos, bem como a eficácia da estratégia de reforço e reabilitação adotada. Para além disso, foi possível estimar qual o tempo de vida útil à fadiga expectável para diversos cenários de tráfego e o nível de acréscimo de sobrecarga associada aos veículos circulantes no tabuleiro superior admissível no futuro.

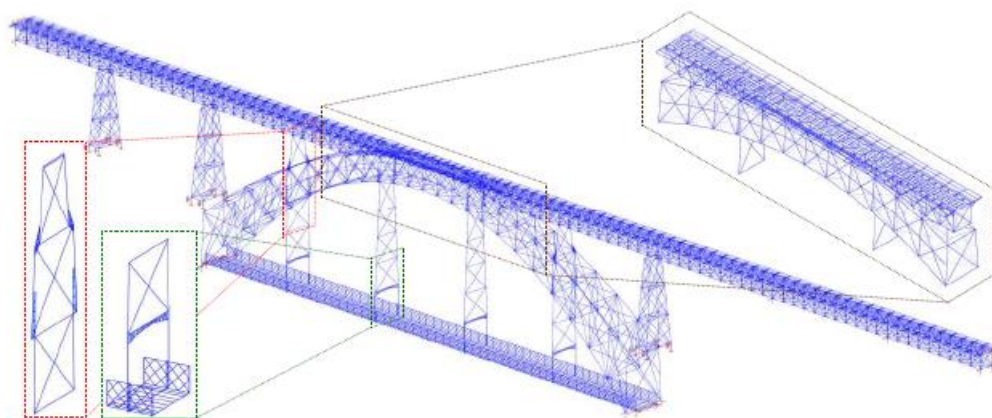


Figura 7- Modelo numérico elaborado por Costa (2013)

Relativamente a estudos do comportamento dinâmico, em 2002, Calçada e Delgado apresentaram no âmbito de um estudo realizado alguns dos aspetos mais interessantes ao nível do comportamento dinâmico da ponte, dando conta das metodologias e ferramentas computacionais desenvolvidas para a sua caracterização experimental e análise numérica. A avaliação da segurança estrutural e do conforto dos passageiros do metro e dos peões, num hipotético cenário de circulação de veículos do metro no tabuleiro superior, foram objeto de análise neste estudo. Os resultados obtidos tiveram por base modelos de elementos finitos 2D e 3D experimentalmente validados com recurso a ensaio de vibração ambiental, em que foi simulada a interação ponte-veículo.

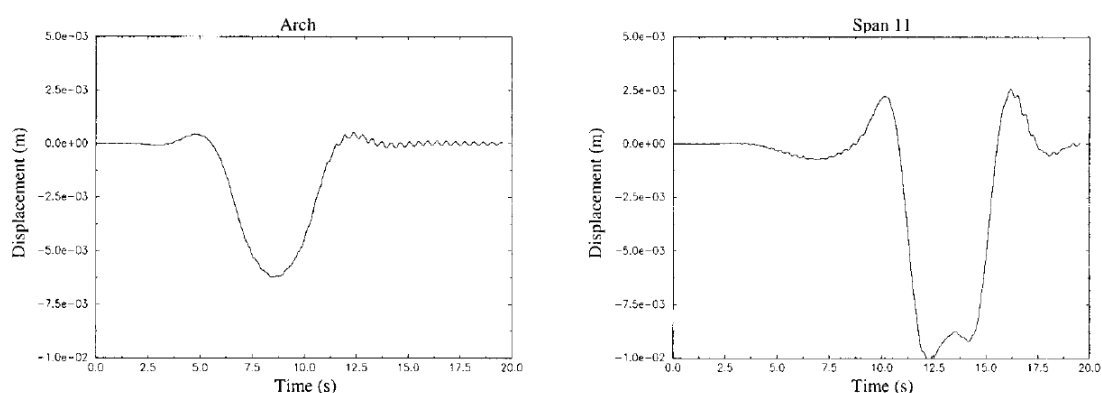


Figura 8 - Resultados obtidos por Calçada et al (2002)

Deste estudo destacam-se as seguintes conclusões:

- i) Apesar da complexidade da Ponte Luiz I e das incertezas associadas à correta definição das propriedades geométricas da estrutura, foi possível simular com razoável rigor o seu comportamento dinâmico;
- ii) os resultados experimentais forneceram informação muito precisa acerca dos parâmetros modais da ponte, e em linha com os valores de cálculo obtidos através dos modelos numéricos;
- iii) os modelos desenvolvidos revelaram-se bastante eficazes na análise da interação ponte-comboio, tendo permitido a avaliação de fatores de amplificação dinâmica associados aos elementos estruturais, cujos valores se concluíram ser reduzidos;
- iv) a previsão do nível de conforto dos passageiros foi considerada excelente, enquanto o conforto dos peões apenas aceitável para a velocidade recomendada de 60 km/h.

2 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DO SISTEMA PONTE-COMBOIO

2.1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos têm vindo a ser adotados vários métodos de análise do comportamento dinâmico do sistema ponte-comboio, nomeadamente, analíticos, numéricos, simplificados e empíricos. De entre as várias alternativas as metodologias numéricas, são as mais utilizadas sobretudo devido à sua eficiência na consideração dos efeitos dinâmicos provocados por uma estrutura móvel, o comboio, sobre uma estrutura imóvel, a ponte.

O presente capítulo começa por abordar e descrever alguns aspetos importantes a serem considerados na modelação do sistema ponte-comboio, nomeadamente ao nível dos subsistemas ponte, via e comboio, incluindo as irregularidades da vias e o contacto roda carril.

No âmbito do presente trabalho serão ainda apresentadas algumas metodologias numéricas de análise do sistema ponte comboio, assim como as principais rotinas do programa utilizado para a realização das análises dinâmicas, o TBI - Train-Bridge Interaction, desenvolvido por Ribeiro (2012), e alguns desenvolvimentos implementados em algumas das rotinas.

2.2 MODELAÇÃO NUMÉRICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO

A correta avaliação dos fenómenos dinâmicos a que as pontes ferroviárias estão sujeitas exige a criação de um modelo numérico complexo que traduza o comportamento real da estrutura sob a passagem do tráfego, assim como as características dinâmicas dos comboios, da via e das interfaces comboio-via e via-ponte.

2.2.1 Modelação da ponte

A comissão de especialistas D214 do ERRI (ERRI D214/RP2, 1999) refere um conjunto de recomendações para a modelação numérica do comportamento dinâmico de várias tipologias de pontes ferroviárias, nomeadamente as pontes com tabuleiro em laje de betão armado, pontes integrais e em pórtico, tabuleiros em viga caixão de betão pré-esforçado ou metálico, tabuleiros ortotrópicos, tabuleiro constituídos por vigas múltiplas de betão ou metálicas, tabuleiros do tipo ‘filler-beam’, pontes em arco metálico, entre outras.

A análise do comportamento dinâmico de pontes pode ser realizada recorrendo a diversos métodos de análise numérica, tais como o método dos elementos finitos, o método das diferenças finitas, o método dos elementos discretos, entre outros (Clough, 1979).

Segundo Dieleman e Fournol (2003), a deficiente modelação da ponte está frequentemente relacionada com os seguintes aspetos:

- a definição do vão estrutural;
- a imperfeita modelação do comportamento transversal da ponte;
- a incorreta contabilização da rigidez dos encontros, nomeadamente o efeito friccional entre a ponte e o balastro;
- a não inclusão da via, especialmente quando o carril é contínuo, devido ao efeito compósito via-estrutura, para além da alteração da distribuição das cargas;
- a modelação do comboio apenas como um conjunto de cargas móveis, desprezando os fenómenos de interação entre este e a via.

O comportamento dinâmico das pontes é muito controlado pelas suas características de massa, rigidez e amortecimento dos quais dependem os parâmetros modais (frequências e modos de vibração). Assim de modo a melhorar a eficiência das análises dinâmicas estes três parâmetros devem ser estimados com o máximo rigor.

Roeck et al. (2012) realizaram estudo de fadiga do viaduto de Sesia localizado na nova linha italiana de alta velocidade que liga as cidades de Turim e Milão. O modelo de elementos finitos e os detalhes analisados podem ser observados na Figura 9.

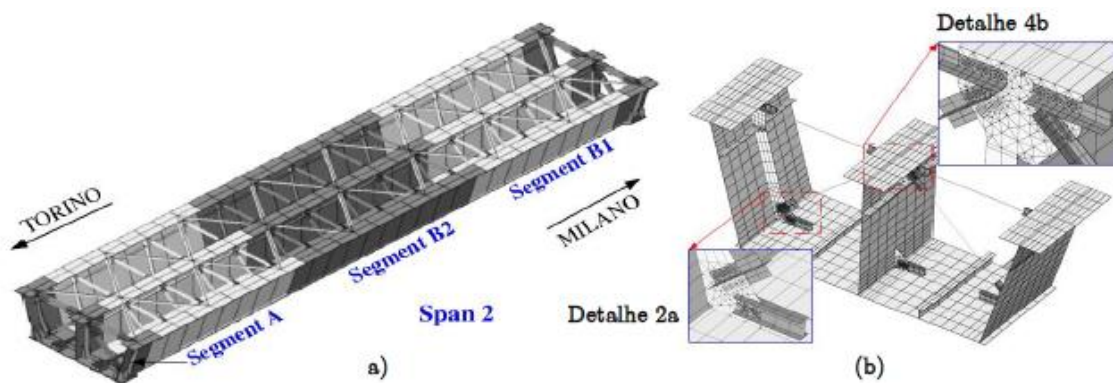


Figura 9- Modelo de elementos finitos: a) estrutura metálica principal; e b) pormenor do modelo de dois detalhes construtivos do viaduto de Sesia (Roeck et al. (2012)).

Em 2013, Fagner contruiu um modelo numérico tridimensional de elementos finitos recorrendo ao programa de cálculo automático ANSYS (Figura 10). O modelo inclui laje, muretes, vigas e nervuras, modelados através de elementos finitos de casca, e os contraventamentos, modelados através de elementos finitos de viga. Os aparelhos de apoio foram dispostos nos nós correspondentes aos seus centros de rotação e modelados através de elementos finitos de mola.

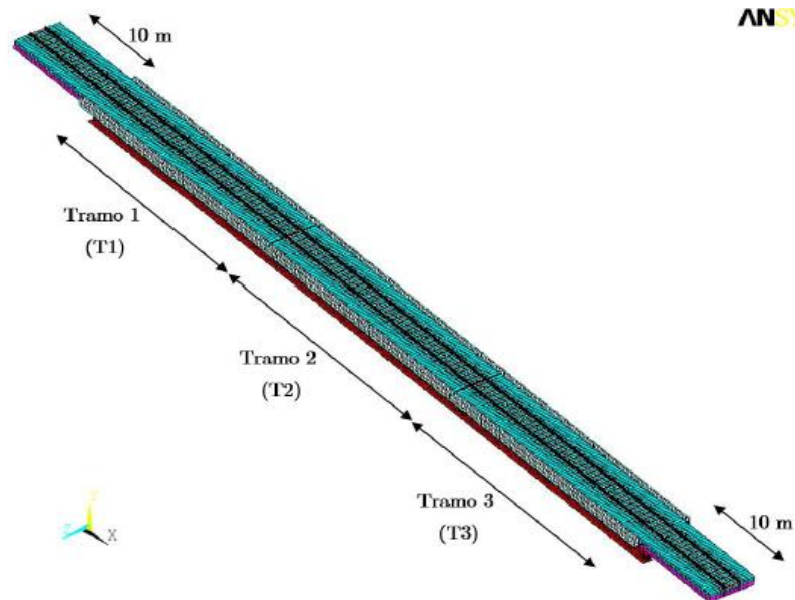


Figura 10 - Modelo tridimensional da ponte ferroviária sobre o Rio do Sonho no Brasil (Fagner (2013)).

Em 2007, Figueiredo elaborou vários modelos numéricos para o estudo do viaduto de la Scarpe, em França, os modelos mais simples (Figura 11a), eram modelos planos constituídos unicamente por

elementos de viga, cujas características são obtidas a partir da homogeneização da secção eficaz em aço. Os elementos finitos utilizados no modelo são elementos de três nós baseados na formulação de Timoshenko.

No modelo mais complexo (Figura 11b) optou por modelar as vigas metálicas por intermédio de uma combinação de elementos de casca utilizados na modelação da alma, e por elementos de viga utilizados na modelação dos banzos, tanto nas vigas longitudinais como nos septos transversais. A laje de betão e a treliça inferior foram modeladas através de elementos de casca delgada com 4 nós, particularmente adequados à modelação de secções fechadas do tipo caixão.

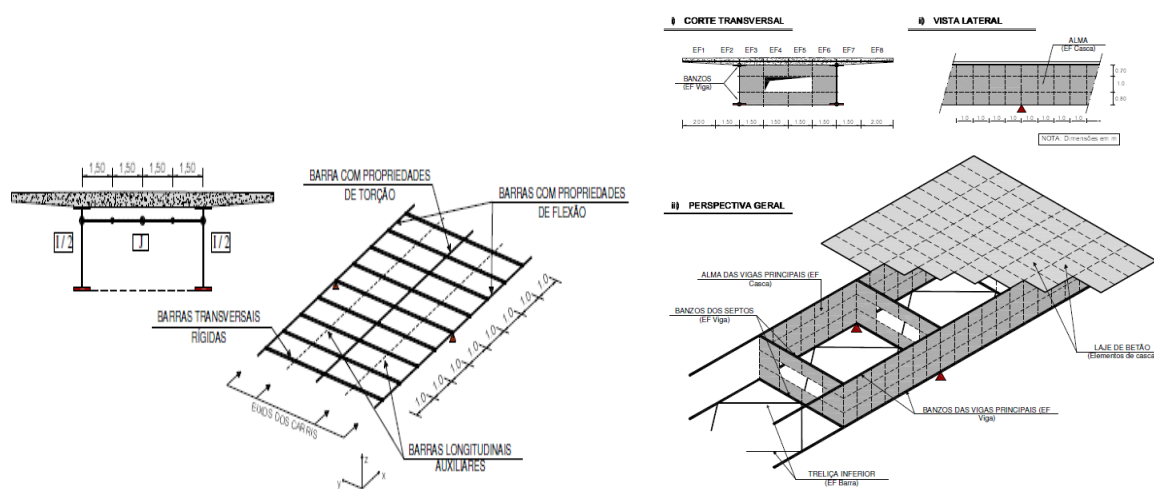


Figura 11 - Modelos elaborados por Figueiredo (2007); a) modelo plano; b) modelo tridimensional

2.2.1.1 Rígidez

Na determinação das frequências naturais das estruturas, a rigidez é uma das grandezas mais relevantes e mais difícil de avaliar com precisão (ERRI D214/RP9, 2001).

São vários os fatores que podem influenciar a rigidez das pontes:

- A tipologia estrutural, viga, treliça, arco, “cantiliver”, atirantada, suspensa, entre outras,
- As características geométricas, em termos de vãos e secções dos seus elementos
- Os materiais que constituem os seus elementos, betão, metal (aço ou ferro), alvenaria, mistas, entre outros.
- Formas de apoio do tabuleiro sobre os pilares e encontros, monolítica ou por intermedio de aparelhos de apoio.
- Utilização de elementos estruturais secundários, carlingas, diafragmas, nervuras.

- Grau de conexão entre os elementos da estrutura ou diferentes materiais.

A atuação ao nível da rigidez do tabuleiro tem como consequência direta a alteração das frequências de vibração da estrutura e, consequentemente, das velocidades críticas de passagem. Assim, para uma dada ação dinâmica, um aumento de rigidez implica uma resposta em termos de deslocamento de menor amplitude e de maior frequência, pelo que os níveis de deformação da ponte diminuem. No entanto, verifica-se que um aumento de rigidez da estrutura implica geralmente aumentos da sua massa, pelo que no cômputo geral a frequência natural de vibração não varia significativamente (Figueiro, 2007).

Uma sobrestimação da rigidez origina o aumento das frequências naturais, resultando no aumento das velocidades de ressonância. Isto leva a que um limite inferior de rigidez deve ser considerado de modo a obter picos de ressonância de resposta para velocidades críticas mais baixas, como aliás se comprova pela Figura 12.

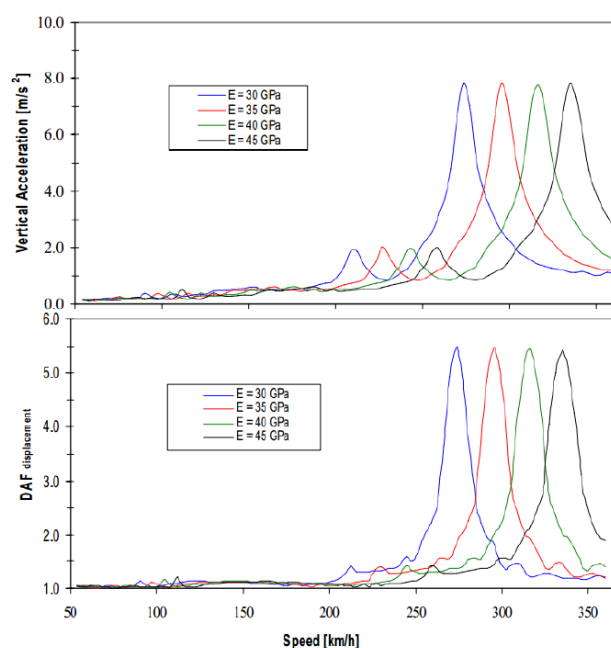


Figura 12 - Influência da rigidez na resposta dinâmica de uma ponte: aceleração vertical e fator de amplificação dinâmica em função da velocidade do comboio (adaptado de Karoumi, 2007)

2.2.1.2 Massa

A variação da massa da estrutura pode influenciar significativamente a sua resposta dinâmica. Nos casos em que a massa é sobrestimada, as frequências naturais da ponte tendem a diminuir e por consequência as velocidades de ressonância também diminuem.

No caso de uma subestimação da massa, e tendo em conta que em ressonância a aceleração máxima da estrutura é inversamente proporcional a esta, a amplitude das acelerações tende por consequência a aumentar.

Assim, face ao exposto, conclui-se que deverão efetuar-se duas análises distintas, uma subestimando a massa de modo a avaliar as acelerações máximas, outra sobrestimando a massa para determinação das velocidades críticas (Figura 13) (Karoumi, 2007).

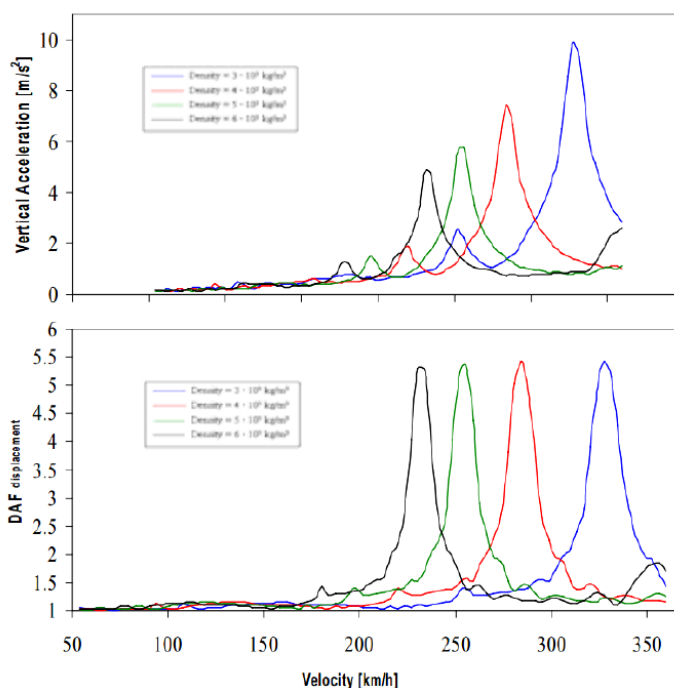


Figura 13 - Influência da massa na resposta dinâmica de uma ponte: aceleração vertical e fator de amplificação dinâmica em função da velocidade do comboio (adaptado de Karoumi, 2007)

Uma forma eficiente de controlar os níveis de amplificação dinâmica nas pontes ferroviárias consiste no aumento da sua massa, quer empregando um material estrutural de elevado peso volúmico (betão, p. ex.), quer aumentando a carga permanente adicional (camada de balastro ou laje de suporte num sistema não balastrado).

Esta abordagem constitui uma forma corrente, simples e eficaz de limitar os problemas dinâmicos nas estruturas de pequeno vão. Nas estruturas de maior desenvolvimento a utilização de massa adicional como único meio de controlar o comportamento dinâmico da estrutura pode conduzir a custos adicionais importantes na estrutura de suporte do tabuleiro (pilares, encontros e fundações), pelo que o aumento por si só da massa poderá não ser economicamente viável.

Para uma correta modelação da massa deve ser considerada a massa, não só, de todos os elementos estruturais assim como dos elementos não estruturais como balastro, carris, travessas, passeios, guarda corpos, entre outros.

2.2.1.3 Amortecimento

O amortecimento de estrutura pode ser visto como o resultado de diferentes contributos, nomeadamente dos elementos estruturais como o aço, o betão, etc., dos elementos não estruturais, tais como o balastro, as guardas, etc., e das condições fronteiras, nomeadamente os aparelhos de apoio, as fundações e as juntas.

Tendo em conta que o amortecimento é um dos fatores mais importantes nas respostas dinâmicas das estruturas em situações de ressonância, a sua incorreta avaliação pode levar a uma subestimação da resposta dinâmica da estrutura, em especial dos níveis de aceleração vertical, tal que, devem ser utilizados valores conservativos do coeficiente de amortecimento estrutural, de forma a assegurar uma boa margem de segurança relativamente aos valores máximos da resposta.

A comissão de especialistas ERRI D214/RP 9 (2001) realizou diversas medições experimentais para determinação de coeficientes de amortecimento globais para diferentes tipos de soluções estruturais (aço, betão, mista aço-betão e “filler-beam”). Os resultados mostraram que existe uma correlação entre o coeficiente de amortecimento e o comprimento do vão, sendo que os coeficientes de amortecimento mais elevados estão associados a pontes de pequeno vão (Figura 14).

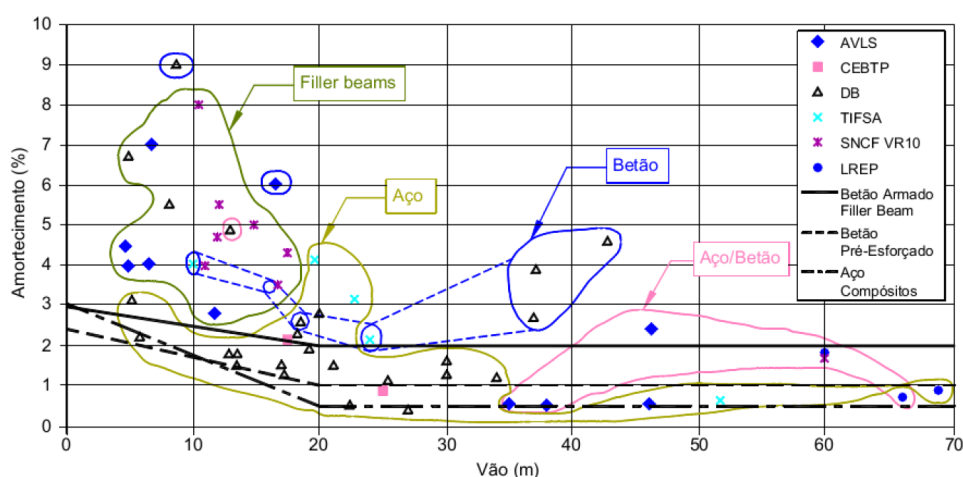


Figura 14-Amortecimento em função do vão (adaptado de ERRI D214/RP 9, 2001)

Devido à grande dispersão de valores obtidos, a EN 1991-2 (2003) preconiza de forma conservativa, três curvas de amortecimento a adotar em função do vão da ponte, Quadro 1.

Quadro 1-Valores do coeficiente de amortecimento (ξ) (adaptado de EN 1991-2, 2003)

Tipo de ponte	Coeficiente de amortecimento ξ (%)	
	Vão $L < 20$ m	Vão $L \geq 20$ m
Aço ou compósita	$\xi = 0.5 + 0.125 (20-L)$	$\xi = 0.5$
Betão pré-esforçado	$\xi = 1.0 + 0.07 (20-L)$	$\xi = 1.0$
Betão armado e "filler-beam"	$\xi = 1.5 + 0.07 (20-L)$	$\xi = 1.5$

2.2.2 Modelação da via

A modelação dinâmica da via é normalmente modelada com base numa formulação de elementos finitos que pode apresentar diferentes níveis de complexidade, e que de acordo com Ribeiro (2012) residem na consideração:

- de parte ou a totalidade dos elementos constituintes da via;
- do comportamento dinâmico nas direções vertical, transversal e longitudinal, ou a sua combinação;
- de uma modelação plana ou tridimensional.

As estratégias de modelação da via têm vindo a sofrer desenvolvimentos. Os modelos planos, mais simples, consistem numa distribuição uniforme de amortecedores e molas verticais que simulam a ligação dos carris à ponte, em que aqueles são modelados com elementos de viga.

Nos primeiros estudos realizados os carris eram modelados através de uma viga contínua com condições de fronteira nas suas extremidades capazes de simular a continuidade (Figura 15a). Posteriormente, foi também incluída uma ligação longitudinal entre os carris e a estrutura por intermédio de uma distribuição de molas e amortecedores naquela direção (Figura 15b). Atualmente o modelo plano mais complexo simula as travessas e o balastro através de massas suspensas que estão ligadas entre si, e ligadas superiormente aos carris e inferiormente à estrutura também por intermédio de molas e amortecedores (ERRI D214/RP5, 1999; Zhai et al., 2004) (Figura 15c).

A evolução dos modelos planos da via-férrea está ilustrada na Figura 15.

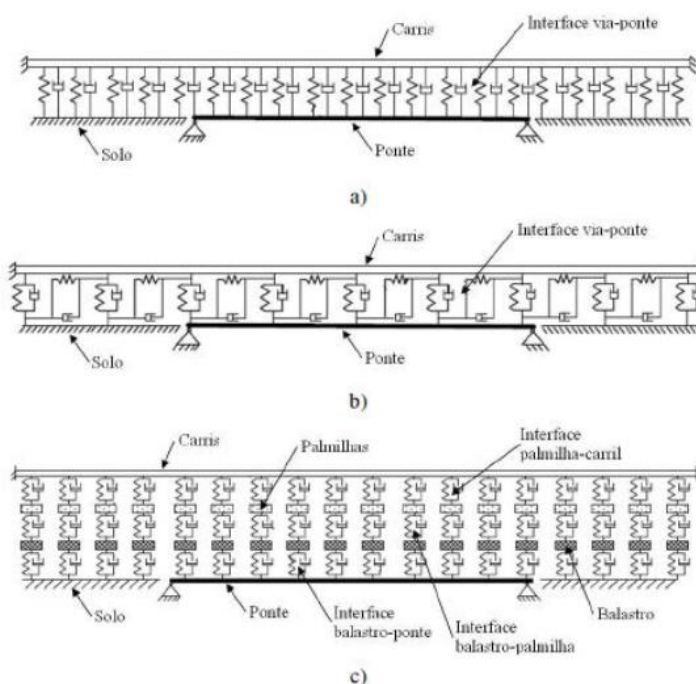


Figura 15-Modelos planos da via-férrea a) modelo adotado por Calçada (1995); b) modelo apresentado por Yang et al. (2004); c) modelo proposto por Lou (2005)

Mais tarde, foram implementados nas análises dinâmicas modelos tridimensionais, todas as componentes da via são simuladas através de elementos finitos de volume, com exceção dos carris que são modelados através de elementos de viga.

Os modelos tridimensionais permitem reproduzir de forma mais aproximada os vários componentes do sistema ponte-via, por mais complexa que seja a sua geometria, permitindo uma avaliação mais fidedigna do comportamento dinâmico. Modelos numéricos tridimensionais de pontes ferroviárias, incluindo a via, podem ser encontrados nos trabalhos de Liu (2008), Zabel e Brehm (2008), Horas (2011), Carvalho (2011), Bonifácio (2012), Meixedo (2012) e Ribeiro (2012). Estes modelos permitem a inclusão direta do efeito compósito ponte-via, uma degradação mais realista das cargas, o efeito de continuidade da via entre tabuleiros adjacentes ou entre os tabuleiros e os aterros.

Os trabalhos de Horas (2011), Carvalho (2011), Bonifácio (2012) e Meixedo (2012) simularam os componentes da via, nomeadamente o balastro, as travessas e as palmilhas através de elementos finitos de volume e os carris foram modelados por intermédio de elementos de viga. A ligação balastro tabuleiro foi materializada com elementos finitos de viga de elevada rigidez que permitiu posicionar o balastro em relação ao tabuleiro, modelado com elementos finitos de casca, assim como garantir a compatibilização entre os graus de liberdade de ambos os elementos. Na Figura 15a apresenta-se o

modelo numérico tridimensional do viaduto de Alverca desenvolvido por Horas (2011). Liu (2008) de maneira a reduzir a dimensão do modelo numérico, modelou as travessas através de elementos de massa e a sua ligação aos carris e ao balastro foi materializada através de sistemas mola amortecedor (Figura 15b) cujas características são idênticas à das palmilhas e ligação travessas-balastro respetivamente.

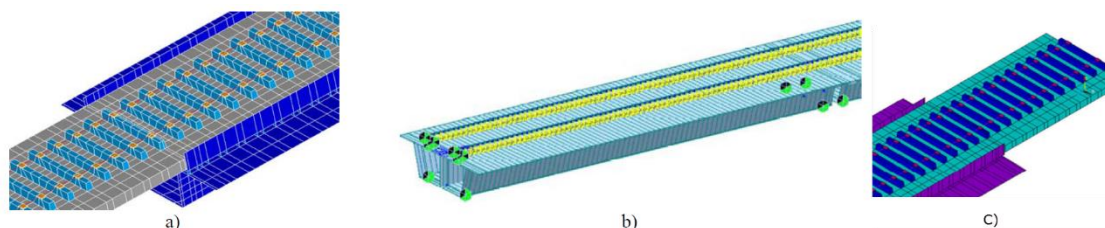


Figura 16 - Modelos tridimensionais de pontes ferroviárias incluindo a via: a) viaduto de Alverca, Portugal (Horas, 2011); b) viaduto de Sesia, Itália (Liu, 2008); c) viaduto de Alverca, Itália (Meixedo, 2012).

2.2.3 Modelação do veículo

Quando se estuda o movimento de um comboio sobre uma ponte existem dois efeitos associados a massa móvel que devem ser considerados, o efeito gravitacional e o efeito de inércia.

O efeito gravitacional corresponde ao peso do veículos transmitido através dos eixos, representado por um conjunto de cargas verticais em movimento. No entanto ação do veículo sobre a ponte não é constante mas sim variável devido aos efeitos da inércia das massas suspensas e não suspensas do veículo, de modo a considerar os efeitos dinâmicos associados à vibração do veículo no seu percurso é necessário modelar corretamente o veículo englobando os dois efeitos.

A realização de análises dinâmicas, onde se pretende incluir a interação ponte-comboio, envolve a consideração de modelos de veículos apropriados, que permitam traduzir com uma razoável aproximação o seu comportamento dinâmico.

Neste contexto, surgiram modelos do comboio assentes em formulações multicorpo ou assentes no método dos elementos finitos. As formulações multicorpo consideram o veículo como um conjunto de corpos rígidos (caixa, bogies, e rodas) ligados por elementos flexíveis (suspensões primárias e secundárias). Estes podem ser bidimensionais ou tridimensionais, apresentando diferentes níveis de complexidade com o intuito de reproduzir de forma adequada o efeito inercial dos veículos.

Nesta formulação o movimento dos corpos é traduzido através de expressões matemáticas assentes nas equações da dinâmica do movimento. Estas equações dependem sobretudo da geometria e das propriedades inerciais dos corpos, para além das características elásticas das interfaces entre os corpos, e são compostas por um conjunto de equações diferenciais, eventualmente acrescido de algumas equações lineares.

A análise de veículos ferroviários com base em formulações multicorpo tem a vantagem de reduzir a dimensão e complexidade dos modelos e assim tornar as análises dinâmicas com interação veículo-estrutura menos morosas. Apesar da resposta dinâmica ser avaliada nos graus de liberdade de referência é possível reproduzir a resposta dinâmica em qualquer ponto do veículo. A principal desvantagem está relacionada com a não consideração da flexibilidade dos elementos estruturais, em particular da caixa.

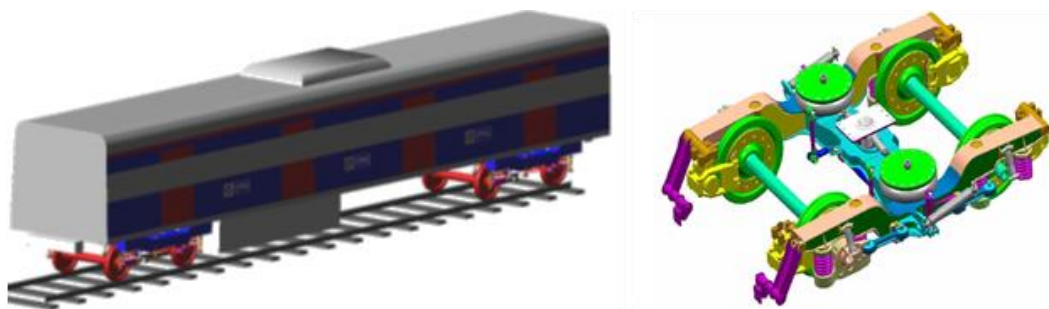


Figura 17 – Modelos baseados em formulações de dinâmica multicorpo: a) veículo de passageiros; b) bogie (adaptado de Multicorpos Engenharia)

Por norma as formulações multicorpo são utilizadas na generalidade das situações, no entanto começam a ser utilizadas formulações assentes no método dos elementos finitos, visando um comportamento mais realista do veículo sobretudo pela inclusão da flexibilidade dos seus elementos, nomeadamente da caixa, bogies e eixos, assim como através da modelação do sistema passageiro-assento. Exemplos destes trabalhos podem ser encontrados nas referências Hanson (2006) e Ribeiro (2012). Nestes modelos normalmente, a caixa do veículo é modelada por intermédio de elementos finitos de casca enquanto os bogies são modelados através de elementos finitos de viga, as suspensões, bielas e amortecedores são modelados através de conjunta mola-amortecedor.

Na Figura 18 apresenta-se um modelo de elementos finitos tridimensional do comboio Alfa Pendular, realizado por Ribeiro (2012).

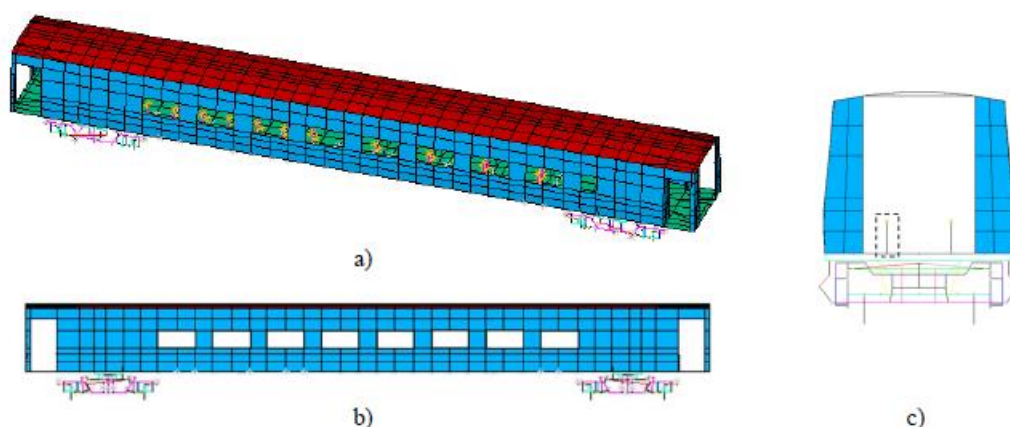


Figura 18 – Modelo numérico do comboio alfa pendular (veículo BBN): a) perspetiva; b) alçado; c) vista de topo. (adaptado de Ribeiro (2012)).

Na Figura 19 apresenta-se o modelo 3D do veículo do metro de Viena realizado por Stribersky et al, 2002.



Figura 19- Modelo numérico do metro de Viena (Stribersky et al, 2002)

Os modelos dos veículos podem ser bidimensionais ou tridimensionais, nos modelos bidimensionais, Figura 20, o plano considerado pode ser o vertical, como sucede em estudos de interação dinâmica veículo-estrutura na direção vertical (Delgado et al., 2009a), ou o transversal, como no caso dos estudos da interação dinâmica veículo-estrutura na direção transversal (Dias, 2007; Montens, 2005). Os modelos planos verticais contemplam os graus de liberdade associados ao deslocamento vertical e de rotação no plano dos diferentes elementos estruturais (Lei and Noda, 2002). Estes modelos têm a vantagem de necessitar de menos informações para serem caracterizados o que facilita a sua utilização.

Os modelos tridimensionais permitem caracterizar a resposta dinâmica em qualquer elemento estrutural ou componente do comboio, para um número mais alargado de graus de liberdade, tendo a vantagem de permitir atender à participação de um maior número de modos de vibração, muitos deles não identificados nos modelos planos, e por isso melhorar as estimativas das respostas numéricas, em particular nas situações em que são confrontadas com as respostas experimentais.

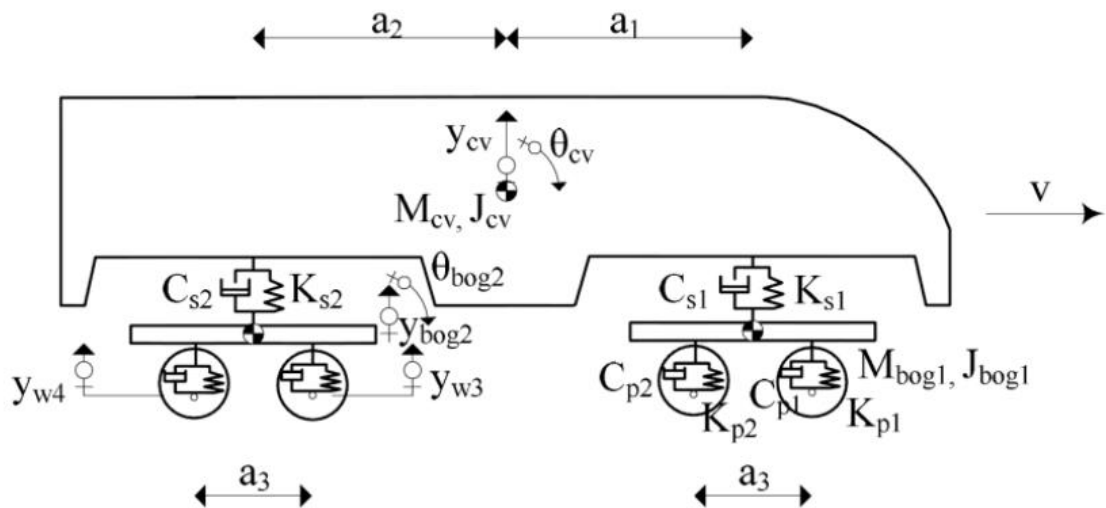


Figura 20- Modelo dinâmico 2D de um veículo com massas suspensas (Rigueiro, 2007).

2.2.4 Modelação das irregularidades

A análise dinâmica é condicionada por diversos parâmetros relacionados com a ponte, veículos e via-férrea em que alguns destes parâmetros são aleatórios e portanto dominados por incertezas estatísticas, como por exemplo: os que caracterizam a rigidez e amortecimento das suspensões dos veículos e dos elementos que constituem a via-férrea, bem como as irregularidades. Desta forma, uma apropriada aferição do comportamento dinâmico de pontes quando sujeitas ao tráfego requer a implementação de modelos probabilísticos que permitam a consideração de alguns destes parâmetros inerentes à via-férrea.

Existem dois tipos de irregularidades, as pontuais e as distribuídas. As irregularidades pontuais são singulares, podendo ocorrer em aparelhos de mudança de via, de dilatação do carril, numa travessa não apoiada, em ressaltos da zona de transição entre o aterro e a ponte (Frýba, 1996; Rigueiro, 2007). No que concerne às irregularidades distribuídas elas são materializadas por deficiências ao longo da linha e que resultam da degradação da via, carril ou das estruturas subjacentes. Estas podem ser periódicas ou aleatórias, dependendo da linearidade e afastamento ao longo da linha. Refira-se ainda

que algumas anomalias nos modelos dos veículos podem ser simuladas através de irregularidades distribuídas periódicas.

As irregularidades periódicas são definidas por intermédio de uma expressão sinusoidal, ou da soma de expressões sinusoidais, com diferentes amplitudes e comprimentos de onda de defeitos, recorrendo a séries de Fourier. Frýba (1996) refere que as irregularidades distribuídas periódicas (r_i) ao longo do desenvolvimento da via podem ser descritas através da seguinte expressão:

$$r_i(x) = \frac{1}{2} a_i \left[1 - \cos \frac{2\pi}{b_i} (x - kA_i - B_i) \right] \quad (2.1)$$

Em que a_i , b_i , A_i , B_i , são constantes que representam o contributo de cada irregularidade, degaste ondulatório ou presença de juntas igualmente espaçadas, cujos valores vêm indicados em Frýba (1996); i toma o valor 1 ou 2 consoante as irregularidades sejam referentes ao carril esquerdo ou direito, respetivamente, e k é um número inteiro associado ao número do eixo do comboio.

As irregularidades aleatórias são geralmente definidas recorrendo à técnica de Monte-Carlo, em que diversos perfis de irregularidades são utilizados, gerados a partir de funções densidade espectral de potência de irregularidades da via-férrea correspondentes às diversas classes de qualidade da via.

Estas funções têm vindo a ser propostas pelas diversas administrações ferroviárias com base num conjunto alargado de medições experimentais do perfil de irregularidades.

Para a simulação das irregularidades da via é utilizado um modelo matemático baseado em processos estocásticos estacionários cujas características de probabilidade são estabelecidas recorrendo à função densidade espectral de potência. Esta função é definida de acordo com o tipo de irregularidade a simular e com a classe de qualidade da via.

A simulação de perfis de irregularidades da via, compatível com uma dada função densidade espectral de potência, pode ser efetuado recorrendo à sobreposição de funções harmónicas cujas amplitudes sejam determinadas através das funções representativas das irregularidades da via, portanto para a coordenada global x , teremos:

$$r(x) = \sum_{i=1}^n A_i \times \cos(\Omega_i \times x - \theta_i) \quad (2.2)$$

onde Ω_i é a frequência da função harmónica i , A_i é a amplitude da harmónica i , θ_i é o ângulo de fase da harmónica i , de valor aleatório com distribuição uniforme de probabilidade no intervalo $[0, 2\pi]$, e n é o número total de harmónicas consideradas.

A amplitude A_i é determinada a partir da função densidade espectral de potência, $G(\Omega_i)$, representativa das irregularidades da via que se pretendem gerar, ou seja:

$$A_i = \sqrt{4 \times \Delta\Omega_i \times G(\Omega_i)} \quad (2.3)$$

onde $\Delta\Omega_i$ é o incremento da frequência considerado. As várias instituições ferroviárias propõem diferentes funções densidade espectral de potência para a determinação do perfil de irregularidades a considerar na via-férrea. A Federal Railroad Administration, apresenta a seguinte função de densidade espectral de potência das irregularidades verticais de sobrelevação, os coeficientes intervenientes, A , Ω_1 e Ω_2 tomam diferentes valores dependendo da classe de irregularidade que se pretende considerar.

$$G_r(\Omega) = \frac{A\Omega_2^2}{(\Omega^2 + \Omega_1^2)(\Omega^2 + \Omega_2^2)} [m^3/rad] \quad (2.4)$$

Recorrendo a esta expressão são gerados artificialmente os perfis de irregularidades para as diferentes classes e, tendo em conta os valores da frequência espacial cíclica, escolhe-se o tipo de perfil que se adegue às condições a verificar na via de circulação do tipo de veículo em estudo.

2.2.5 Modelação do contacto roda-carril

A modelação do contacto roda- carril é um fenómeno complexo de interação de dois corpos, que envolve a caracterização da superfície de contacto e das tensões geradas quando os dois corpos exercem pressão entre eles. O comportamento dos sólidos em contacto é caracterizado pelas teorias de contacto entre corpos elásticos. Estas teorias têm em vista a quantificação dos deslocamentos, das deformações e das tensões resultantes de uma determinada solicitação.

Esta modelação pode ser conseguida por dois métodos, o primeiro conhecido como modelo de Hertz, e o segundo com recurso à utilização de elementos finitos. O modelo de Hertz considera que a deformação elástica da roda e do carril cria uma superfície de contacto elíptica (Figura 21 a). As dimensões da elipse de contacto são função da força normal atuante, da curvatura da roda e do perfil da mesa de rolamento do carril. A área de contacto apresenta uma distribuição de pressões semi-elíptica, com o valor máximo a ocorrer no centro (Figura 21 b).

No caso da interação roda-carril na direção normal, o modelo de Hertz tem sido muito utilizado, apesar do seu carácter aproximado, essencialmente pelo facto das geometrias dos corpos em contacto serem complexas.

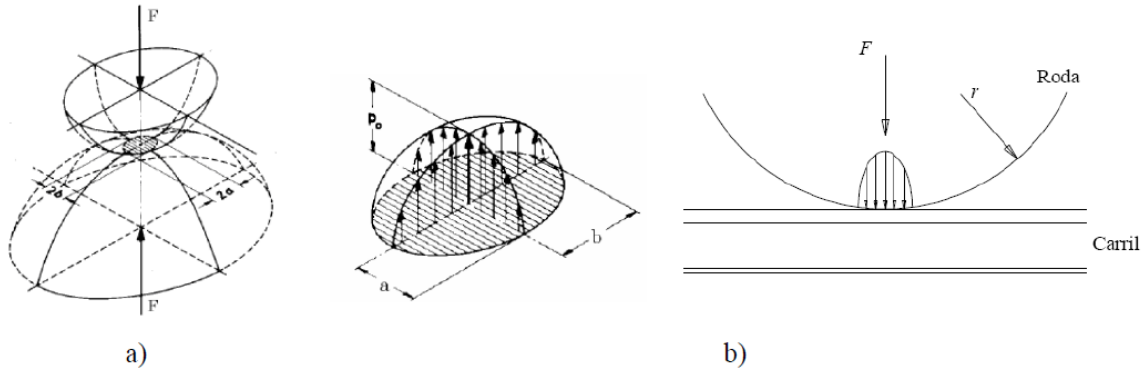


Figura 21-Teoria de Hertz: a) superfície elíptica de contacto; b) distribuição das tensões de contacto

No âmbito do cálculo dinâmico do sistema ponte-veículo, a rigidez de contacto Hertziano é muitas vezes linearizada, resultando uma relação linear entre a força de contacto e o deslocamento relativo entre a roda e o carril:

$$F = K_{rc} \delta \quad (2.5)$$

A rigidez (K_{rc}) pode ser calculada a partir da primeira derivada da força de contacto em relação ao deslocamento δ :

$$K_{rc} = \frac{dF}{d\delta} = \frac{3}{2} F^{\frac{1}{3}} \left[\frac{2}{3} \frac{E}{(1-\nu^2)} (r_t r_c)^{\frac{1}{4}} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (2.6)$$

onde F representa o valor da carga estática por eixo de cada um dos veículos que constituem o comboio, E e ν representam o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson do aço da roda e do carril, admitindo o mesmo material para ambos os elementos, r_t o raio da roda e r_c o raio da mesa de rolamento do carril.

Em zonas onde ocorrem variações bruscas das forças de contacto, como zonas de via com defeitos do carril e zonas de transição aterro-ponte, a análise de problemas de contacto normalmente é realizada com base numa lei de variação de rigidez não linear e no método dos elementos finitos.

Neste método os contacto roda-carril é estabelecido ao longo de toda a dimensão transversal do carril e da roda. Inicialmente apenas ocorre contacto num alinhamento de nós, posteriormente, e em resultado da aplicação da carga, a zona de contacto aumenta como resultado da deformação dos corpos. Na zona de contacto a discretização dos corpos deverá ser fina de forma a traduzir adequadamente o campo de tensões o que conduz, geralmente, a tempos de cálculo muito elevados.

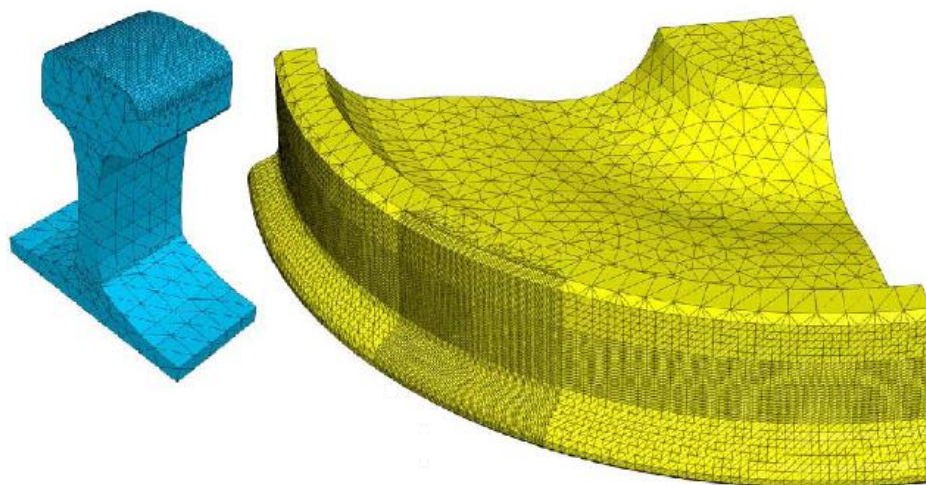


Figura 22-Modelo de elementos finitos de análise do contacto roda-carril (Peixoto, 2008)

2.3 METODOLOGIAS NUMÉRICAS DE ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO

A análise da resposta dinâmica de uma ponte para a passagem de um comboio pode ser efetuada por intermédio de diferentes metodologias, que se distinguem tanto na complexidade como no campo de aplicação, nomeadamente analíticas, simplificadas, empíricas ou numéricas.

As metodologias numéricas normalmente recorrem a programas de cálculo automático que apresentam a vantagem de poder modelar o problema de acordo com o grau de complexidade pretendido.

Um exemplo de um método numérico é o método dos elementos finitos, ferramenta muito utilizada na área das estruturas, este apresenta a vantagem de permitir analisar o comportamento dinâmico de problemas bastante complexos, no entanto, há que referir uma eventual desvantagem inerente a estas metodologias, relacionada com o tempo despendido nas análises.

Atualmente existem duas metodologias de análise numérica que vêm sendo mais utilizadas, as metodologias de cargas móveis e as metodologias com interação ponte-comboio. A primeira passa pela consideração de conjuntos de cargas em movimento, simulando a passagem do veículo. Apesar da fácil utilização e implementação em programas de cálculo é um método simples que despreza a consideração da interação. As metodologias de interação ponte-comboio, são mais complexas, e possibilitam a avaliação do conforto dos passageiros, o que envolve a determinação de acelerações ao nível do comboio, analisar a estabilidade do contacto roda-carril, por exemplo em zonas de forte

variação de rigidez, como o são as zonas de transição do aterro para a ponte, ou avaliar os efeitos de irregularidades da via, etc.

Ambas metodologias foram desenvolvidas com base na resolução das equações de equilíbrio dinâmico do sistema ponte-comboio.

2.3.1 Metodologia de cargas móveis

A metodologia de cargas móveis envolve a consideração de cargas móveis com espaçamento, simulando os eixos do comboio, evitando uma modelação mais complexa do comboio. Como a massa dos veículos é praticamente desprezável em relação a massa da estrutura, este método simplifica bastante o problema, mantendo a credibilidade dos resultados.

Os passos que definem o problema de cargas móveis são (Ribeiro, 2004):

- 1) Identificação dos nós dos carris que definem o percurso das cargas móveis;
- 2) Definição da posição de cada carga (P_k) em relação ao início do percurso ($x_k(t_0)$), no instante inicial t_0 ;
- 3) Localização das cargas móveis sobre os carris num instante t . A posição da carga no instante $t(x_k(t))$ é determinada através do espaço percorrido pelo comboio em relação à posição inicial $x_k(t_0)$, e é dada pela seguinte expressão;

$$x_k(t) = x_k(t_0) + v \cdot t \quad (2.7)$$

- 4) Conversão das cargas moveis num determinado instante t em forças nodais equivalentes, através da seguinte expressão:

$$F_p(t) = P_i = P_k \cdot N_i(x_k) \quad (2.8)$$

em $N_i(x_k)$ que é uma função de forma definida para o nó i da estrutura expressa por:

$$N_i(x_k) = \begin{cases} \frac{x_k - x_{i-1}}{L_{i-1,i}}, & x_{i-1} \leq x_k \leq x_i \\ 1 - \frac{x_k - x_i}{L_{i,i+1}}, & x_i \leq x_k \leq x_{i+1} \end{cases} \quad (2.9)$$

onde $L_{i-1,i}$ e $L_{i,i+1}$ são as distâncias entre os nós $i-1$ e i e os nós i e $i+1$, respetivamente.

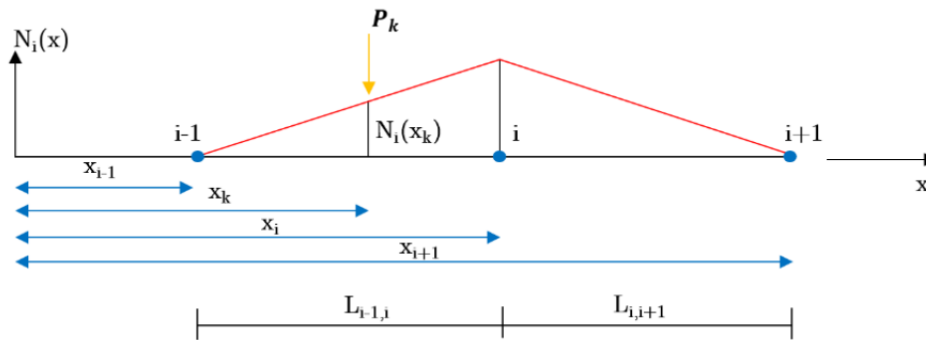


Figura 23-Representação da função de forma para aplicação da força nodal no nó i devido à passagem da carga móvel P_k

2.3.1.1 Equação de equilíbrio dinâmico

A equação de equilíbrio dinâmico associada a cada grau de liberdade é aplicada apenas ao subsistema ponte, visto que não existe subsistema comboio, sendo expressa em função do intervalo de tempo através de:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t) \quad (2.10)$$

Em que, M representa a massa, C o amortecimento, K a rigidez, $\ddot{u}(t)$ a aceleração em função do tempo, $\dot{u}(t)$ a velocidade em função do tempo, $u(t)$ o deslocamento em função do tempo e $F(t)$ as forças exteriores aplicadas em função do tempo.

Os elementos constituintes das matrizes de massa, rigidez e amortecimento, ou seja, M_{ij} , C_{ij} e K_{ij} são representativos das forças generalizadas que ocorrem no grau de liberdade i , quando é imposto uma aceleração, velocidade ou deslocamento unitário no grau de liberdade j . As matrizes M , K e C são obtidas a partir da assemblagem das diversas matrizes locais correspondentes a cada elemento.

Por exemplo em estruturas correntes os mecanismos que conduzem ao amortecimento das vibrações são de natureza diversa (Chopra, 1995), sendo difícil de calcular os coeficientes da matriz de amortecimento com base nas dimensões dos elementos estruturais e nas propriedades de amortecimento dos seus materiais (Neves, 2008). Por esse motivo, a matriz de amortecimento é geralmente definida com base nos coeficientes de amortecimento modais da estrutura, podendo estes valores ser obtidos a partir de ensaios experimentais ou através da regulamentação vigente.

2.3.1.2 Resolução da equação de equilíbrio dinâmico

A eficácia da resolução de equações depende em larga escala dos procedimentos numéricos a utilizar. A exatidão, geralmente, é melhorada se se refinar a malha a utilizar, contudo isto implica um custo adicional no cálculo da solução.

A resolução das equações diferenciais de equilíbrio dinâmico pode ser realizada através de um método de integração direta, como o método de Newmark [A], ou recorrendo ao método da sobreposição modal [B].

A) Método de Newmark

Pelos métodos de integração direta procura-se uma solução que satisfaça a equação de equilíbrio dinâmico em intervalos de tempo discretos separados entre si de Δt , em vez de satisfazer a equação para todo o t . Estes métodos concebem que haja variação nos valores de deslocamentos, velocidades, e acelerações em cada intervalo de tempo. Esta característica determina a exatidão, estabilidade e o custo da solução.

O método de Newmark é um método implícito de integração direta, em ordem ao tempo, do sistema de equações diferenciais de equilíbrio dinâmico, apresentando o seu conceito básico através das seguintes expressões (Clough e Penzien, 2003; Chopra, 2006):

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \int_t^{t+\Delta t} \dot{u}(t) dt \quad (2.11)$$

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + \int_t^{t+\Delta t} \ddot{u}(t) dt \quad (2.12)$$

O método de Newmark baseia-se no pressuposto que a aceleração varia linearmente entre os instantes t e $t+\Delta t$, e é condicionada por dois parâmetros, γ e β , podendo estes serem determinados de modo a obter-se precisão e estabilidade no processo de integração.

Para que o método seja incondicionalmente estável e atinja uma precisão de 2ª ordem os parâmetros de Newmark devem tomar os valores $\beta=1/4$ e $\gamma=1/2$ (Chopra, 1995).

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t \cdot \dot{u}_t + \Delta t^2 \left(\frac{1}{2} - \beta \right) \cdot \ddot{u}_t + \Delta t^2 \cdot \beta \cdot \ddot{u}_{t+\Delta t} \quad (2.13)$$

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + \Delta t(1 - \gamma) \cdot \ddot{u}_t + \Delta t \cdot \gamma \cdot \ddot{u}_{t+\Delta t} \quad (2.14)$$

De forma a assegurar uma adequada representação dos primeiros modos de vibração, que são os que mais contribuem na resposta, deve ser adotadas um incremento de tempo Δt adequado.

A comissão de especialistas ERRI D214/RP9 (1999) prevê alguns critérios para a escolha do Δt . O primeiro critério pretende assegurar que um ciclo correspondente ao movimento sinusoidal de maior frequência seja representado por, no mínimo, oito pontos:

$$\Delta t = \frac{1}{8 \cdot f_{m\acute{a}x}} \quad (2.15)$$

O segundo critério pretende assegurar que o Δt escolhido consiga caracterizar com precisão suficiente a excitação. Assim, de acordo com este critério, o tempo de atuação de uma dada carga deslocando-se à velocidade v_{max} sobre a estrutura, dado por L / v_{max} , é discretizado em $4n$ intervalos.

$$\Delta t = \frac{L}{4 \cdot n \cdot v_{m\acute{a}x}} \quad (2.16)$$

onde L é o vão da estrutura e n é o número de modos que se pretende considerar na resposta.

Ribeiro (2004) realizou uma série de análises determinando a influência do incremento de tempo nas respostas dinâmicas de uma ponte, tendo concluído que ao nível da resposta em acelerações os critérios referidos anteriormente revelaram ser pouco precisos. Neste contexto, o autor sugeriu a seguinte expressão:

$$\Delta t = \frac{1}{20 \cdot f_{m\acute{a}x}} \quad (2.17)$$

Nas situações que existam irregularidades da via de comprimento de onda λ , é recomendada a satisfação da seguinte expressão:

$$\Delta t = \frac{3.6 \lambda_{min}}{10 v} \quad (2.18)$$

Admitindo que λ é definido através de pelo menos 10 pontos.

B) Método da sobreposição modal

O método de sobreposição modal envolve a combinação da resposta dos vários modos de vibração da estrutura para a resposta total. Pretende-se, neste caso, a resolução das equações de equilíbrio dinâmico linearmente independentes com base num número de modos de vibração que é, em geral, inferior ao número de modos de vibração da estrutura, obtendo-se, ainda assim, uma resposta suficientemente precisa, isto possibilita o estudo de cada modo de forma independente facilitando

consideravelmente a resolução das equações diferenciais, conduzindo a menores tempos de cálculo comparativamente com outros métodos.

O desacoplamento das equações diferenciais é realizado através da transformação das coordenadas do espaço real (u) em coordenadas no espaço modal (y_n). A equação de equilíbrio dinâmico desligada relativa ao modo de vibração n é dada por (Chopra, 2006):

$$M_n \ddot{y}_n(t) + C_n \dot{y}_n(t) + K_n y_n(t) = F_n(t) \quad (2.19)$$

onde M_n representa a massa modal, C_n o amortecimento modal, K_n a rigidez modal e F_n a força modal. Atendendo às condições de ortogonalidade entre os modos de vibração relativamente à matriz de massa e rigidez e considerando uma matriz de amortecimento de Rayleigh (Chopra, 2006) obtém-se:

$$M_n = \phi_n^T \times M \times \phi_n \quad (2.20)$$

$$K_n = \phi_n^T \times K \times \phi_n \quad (2.21)$$

$$C_n = \phi_n^T \times C \times \phi_n \quad (2.22)$$

$$F_n = \phi_n^T \times F(t) \quad (2.23)$$

A deformada de uma estrutura caracterizada no espaço real passa a ser definida no espaço modal através da seguinte relação (Clough e Penzien, 1993; Chopra, 1995):

$$u_t = \sum_{n=1}^N \phi_n \times y_n(t) \quad (2.24)$$

$$\dot{u}_t = \sum_{n=1}^N \phi_n \times \dot{y}_n(t) \quad (2.25)$$

$$\ddot{u}_t = \sum_{n=1}^N \phi_n \times \ddot{y}_n(t) \quad (2.26)$$

onde ϕ_n é o n -ésimo modo de vibração da estrutura e $y_n(t)$ corresponde à respetiva coordenada modal.

2.3.2 Metodologia com interação ponte-comboio

Esta metodologia iterativa considera a ponte e o comboio como dois subsistemas modelados de forma independente, mas calculados em simultâneo ao longo do tempo, recorrendo em cada incremento de tempo a um processo iterativo visando a compatibilização dos dois subsistemas estruturais em termos de força dinâmica de interação e dos deslocamentos sob as cargas móveis (Ribeiro, 2012).

O problema clássico da interação entre o tabuleiro de uma ponte ferroviária e um veículo, podendo incluir também as irregularidades da via, e está representado na Figura 24.

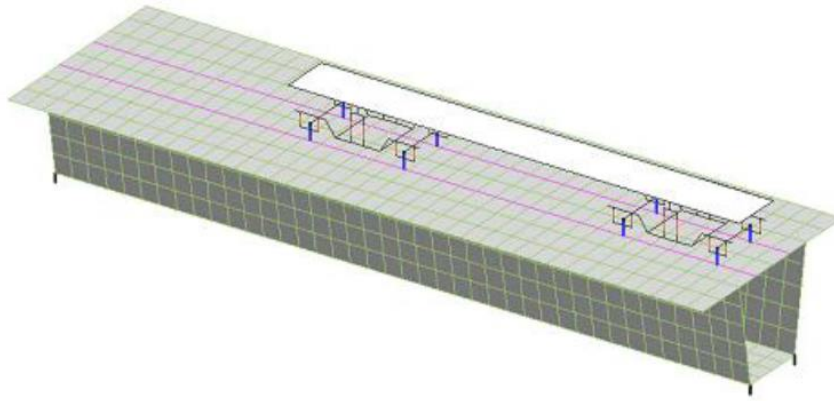


Figura 24 - Metodologia com interação ponte-comboio (Ribeiro, 2012)

As equações que traduzem o equilíbrio dinâmico dos dois subsistemas estão desacopladas e podem ser expressas em função do instante de tempo t através de:

$$\begin{bmatrix} M_p & 0 \\ 0 & M_c \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \ddot{u}_p(t) \\ \ddot{u}_c(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_p & 0 \\ 0 & C_c \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \dot{u}_p(t) \\ \dot{u}_c(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_p & 0 \\ 0 & K_c \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} u_p(t) \\ u_c(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_p(t) \\ F_c(t) \end{bmatrix} \quad (2.27)$$

onde M , C e K são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez, respetivamente; \ddot{u} , \dot{u} e u são os vetores das acelerações, velocidades e deslocamentos, respetivamente, e F é o vetor das forças. Os índices 'p' e 'c' identificam as matrizes ou vetores relativos à ponte e ao comboio, respetivamente.

Cada incremento de tempo Δt envolve as seguintes operações realizadas a cada iteração k (Calçada, 1995; Ribeiro, 2004; Ribeiro, 2012):

- 1) As cargas móveis correspondentes aos eixos do comboio são aplicadas na ponte, sendo que cada carga móvel $F_p^k(t)$ é dada pela seguinte expressão:

$$F_p^k(t) = F_{sta} + F_{dyn}^{k-1}(t) \quad (2.28)$$

onde F_{sta} é a componente estática da força de interação, constante ao longo do tempo e $F_{dyn}^{k-1}(t)$ é a componente dinâmica da força de interação relativa à iteração anterior. Através da resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico relativo à ponte obtêm-se os deslocamentos nodais, a partir dos quais são obtidos os deslocamentos sob cada carga móvel, $u_p^k(t)$.

- 2) Ao mesmo tempo, cada ponto do comboio é submetido à ação de um assentamento de apoio $u_c^k(t)$ associado ao deslocamento $u_p^k(t)$ somado à eventual irregularidade da via $r(t)$ no ponto onde está localizada a carga. Através da resolução do sistema de equações relativo ao comboio obtêm-se, para cada ponto de contato, as reações de apoio $F_c^k(t)$ que constituem as componentes dinâmicas das forças de interação $F_{dyn}^k(t)$ a aplicar à ponte na iteração seguinte.
- 3) Um critério de convergência é utilizado no final de cada iteração. Este critério avalia as componentes dinâmicas das forças de interação da iteração corrente e anterior, e para cada carga móvel é calculado o seguinte quociente:

$$\frac{\|F_{dyn}^k(t) - F_{dyn}^{k-1}(t)\|}{\|F_{dyn}^{k-1}(t)\|} \quad (2.29)$$

- 4) Se o quociente referido for inferior ou igual a uma determinada tolerância admite-se que os dois sistemas foram compatibilizados e avança-se para a primeira iteração no instante seguinte, $t + \Delta t$, ou no caso contrário procede-se a uma nova iteração. O processo iterativo inicial assume que a componente dinâmica das forças de interação no instante inicial, $F_{dyn}(t=0)$, são nulas.

A Figura 25 representa um esquema da metodologia iterativa para resolução do problema dinâmico com interação ponte-comboio.

A equação de equilíbrio dinâmico dos sistemas ponte e comboio podem ser resolvidas pelos métodos apresentados na secção 2.3.1.2.

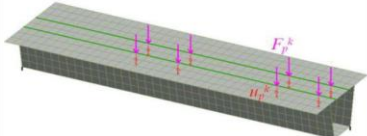
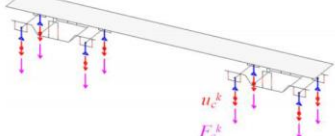
	Ponte	Comboio
Esquema		
Ação	$F_p^k(t) = F_{sta} + F_{dyn}^{k-1}(t)$	$u_c^k(t) = u_p^k(t) + r(t)$
Resultado	$u_p^k(t)$	$F_{dyn}^k(t) = F_c^k(t)$
Critério de convergência	$\frac{\ F_{dyn}^k(t) - F_{dyn}^{k-1}(t)\ }{\ F_{dyn}^{k-1}(t)\ }$ <div> Se \leq tolerância $\rightarrow t + \Delta t$ Se $>$ tolerância $\rightarrow k + 1$ </div>	

Figura 25 - Metodologia iterativa para resolução do problema dinâmico com interação ponte-comboio (adaptado de Ribeiro, 2012)

2.4 APLICAÇÃO COMPUTACIONAL TBI

Para a realização das análises dinâmicas da ponte para a passagem de comboios foi utilizado um programa computacional desenvolvido por Ribeiro (2012) e denominado “Train-Bridge Interaction” (TBI).

O programa TBI foi desenvolvido em ambiente MatLab e permite uma articulação eficiente e automática com o programa ANSYS onde é realizada a modelação da ponte e comboio.

Esta ferramenta numérica possibilita a realização de análises dinâmicas com base em metodologias de interação ponte-comboio ou de cargas móveis.

2.4.1 Arquitetura do programa

O programa TBI é constituído por cinco rotinas principais: importação de dados; importação de dados do programa ANSYS; parâmetros modais; resolução do problema dinâmico e pós-processamento.

No fluxograma da Figura 26 encontram-se ilustradas as principais rotinas do programa e respetivo funcionamento. A descrição detalhada do funcionamento do programa TBI pode ser encontrada em Ribeiro (2012).

Os modelos numéricos da ponte e do comboio são criados através do programa ANSYS, e a extração da informação necessária para a resolução do problema dinâmico é realizada através de uma interligação eficiente entre os programas ANSYS e MATLAB em modo *batch*. A informação extraída dos modelos é função do tipo de problema dinâmico que se pretende realizar. Para o caso de problemas com interação ponte-comboio, a informação extraída está sobretudo relacionada com a geometria, a numeração dos nós do trajeto das cargas na ponte, a numeração dos nós de contacto do comboio e as matrizes de massa, rigidez e amortecimento de cada um dos subsistemas.

Em problemas com interação dinâmica ponte-comboio o programa recorre ao método da sobreposição modal na resolução para a resolução do subsistema ponte, possibilitando uma redução significativa dos tempos de cálculo das análises. Para isso muito contribuiu o facto de apenas ser considerada a informação modal dos nós do caminho de cargas onde existem forças aplicadas na resolução das equações de equilíbrio dinâmico desligadas. O cálculo do subsistema comboio é realizado através de um método de integração direta, o método de Newmark, uma vez que a presença de amortecedores localizados nos veículos não permite realizar o desacoplamento das equações de equilíbrio dinâmico do comboio (Ribeiro, 2012).

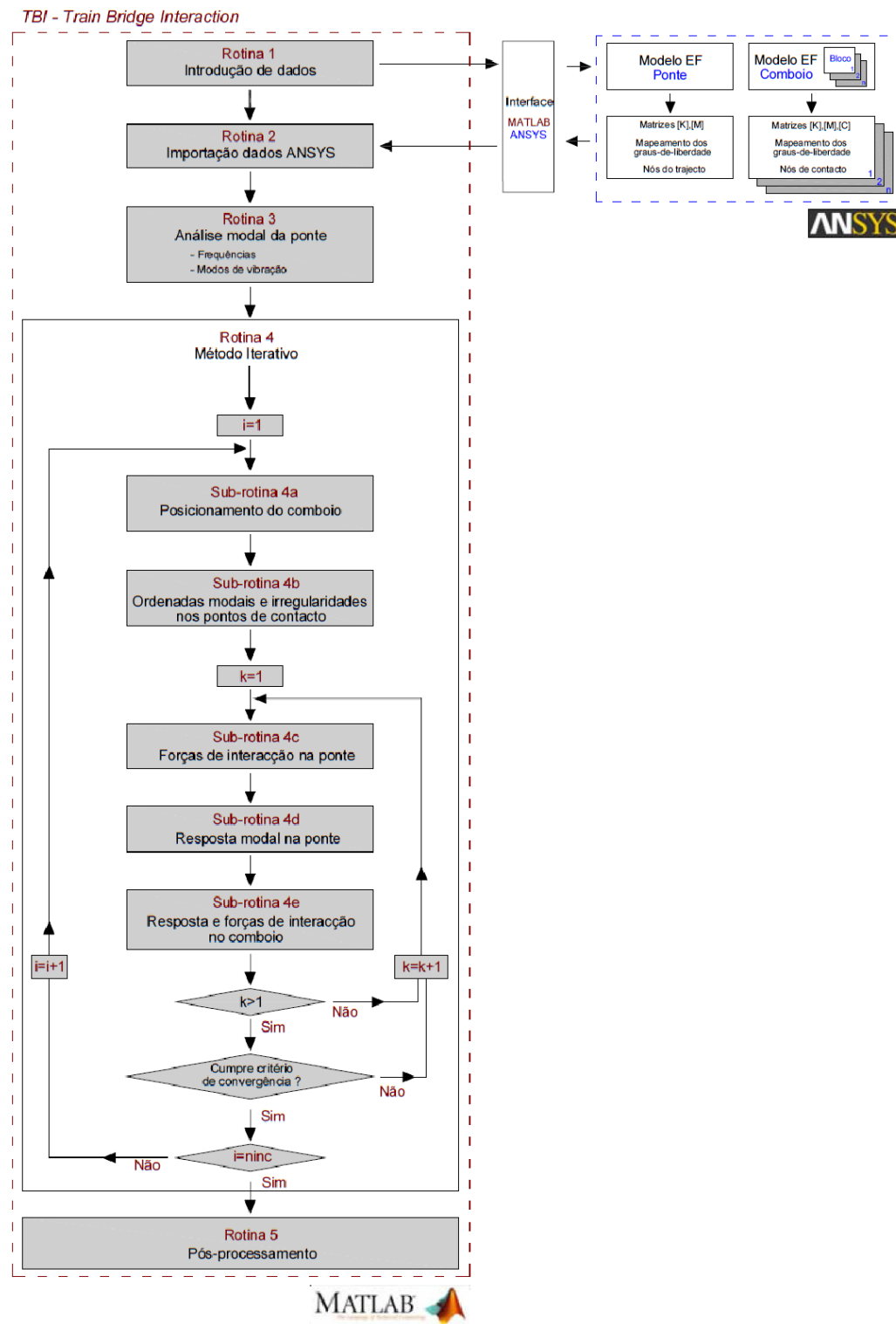


Figura 26-Fluxograma do programa TBI (adaptado de Ribeiro (2012)).

2.4.2 Novas implementações no programa TBI

Para facilitar a extração e análise de resultados foram implementadas novas funcionalidades no programa TBI adaptadas à análise dinâmica da ponte Luiz I à passagem do veículo do metro. Estas novas funcionalidades complementam a rotina de pós-processamento (rotina 5) de modo a possibilitar a extração de resultados de todos os pontos de interesse do modelo numérico de forma rápida e interativa, para as metodologias de cargas móveis e de interação ponte-comboio.

Todos os resultados calculados através do TBI são disponibilizados ao utilizador através de ficheiros .txt que contêm todos os valores calculados para uma determinada análise dinâmica. Tendo em conta o vasto número de nós utilizados, a gama de velocidades analisada e o número de veículos, a quantidade de resultados fornecidos pelo TBI pode ser muito significativa. Acresce que o processo de extração de resultados envolve a introdução repetitiva de código em MatLab associado a cada nó, que no caso de análises onde se pretendam extrair resultados em muitos pontos o código tornar-se-á longo e repetitivo.

De forma a simplificar este processo foi desenvolvida uma interface gráfica em ambiente MatLab para a visualização dos resultados das análises dinâmicas, que permite visualizar as respostas em deslocamentos e acelerações, bastando para tal introduzir um conjunto de parâmetros relativos aos modelos da ponte e do comboio.

A interface desenvolvida em MatLab representa graficamente os resultados de diferentes pontos em termos de deslocamentos, acelerações, para além de na mesma janela representar o auto-espectro, e assinatura dinâmica do comboio. Permite ainda uma procura automática e eficiente dos ficheiros de resultados nas pastas do computador

Na Figura 27 são apresentadas sequencialmente alguns dos dados necessários para a seleção e posterior visualização do resultado pretendido.

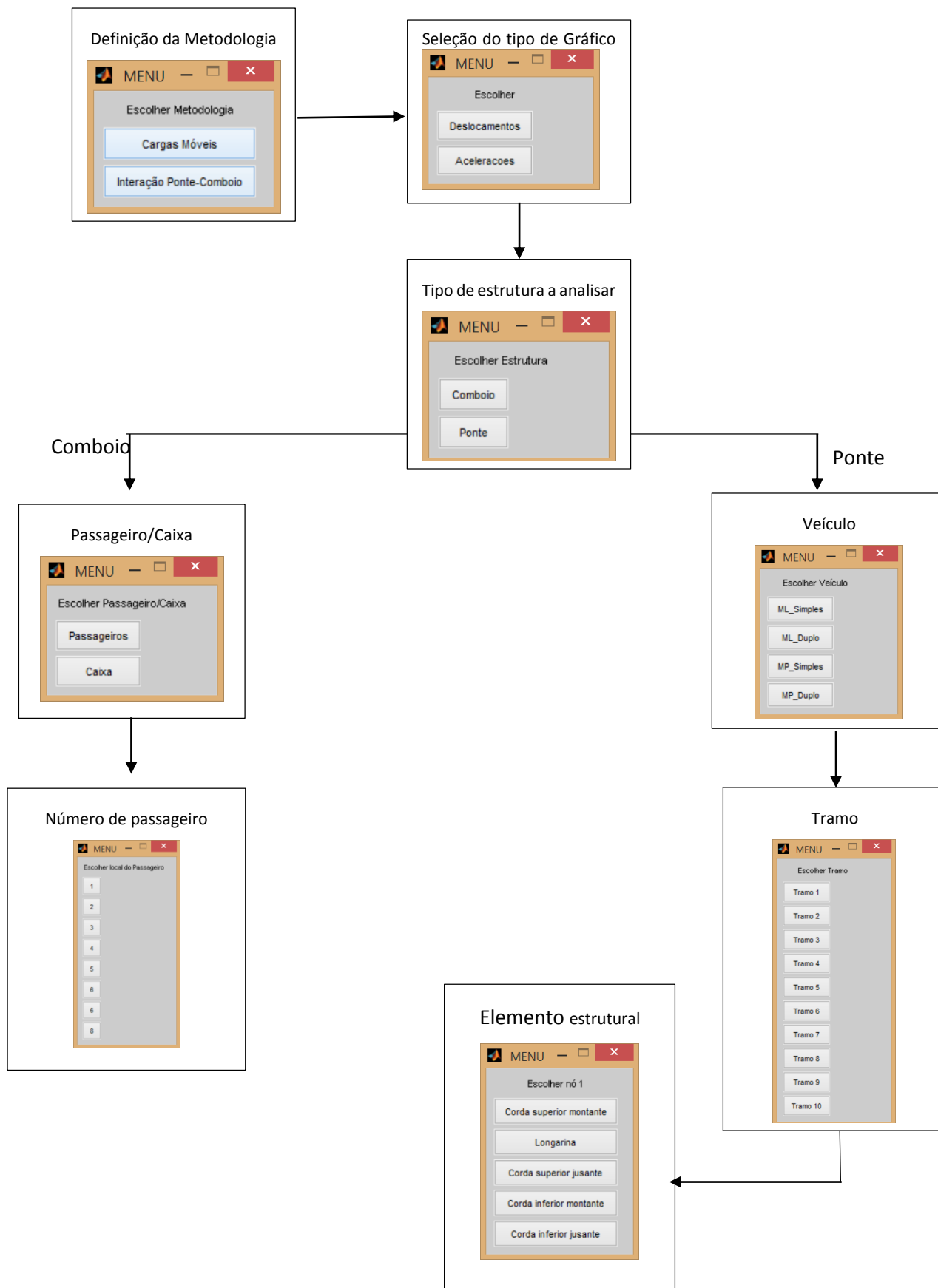


Figura 27 – Procedimento para seleção do resultado a visualizar

Após fase de seleção os resultados são representados na interface gráfica desenvolvida, (Figura 28).

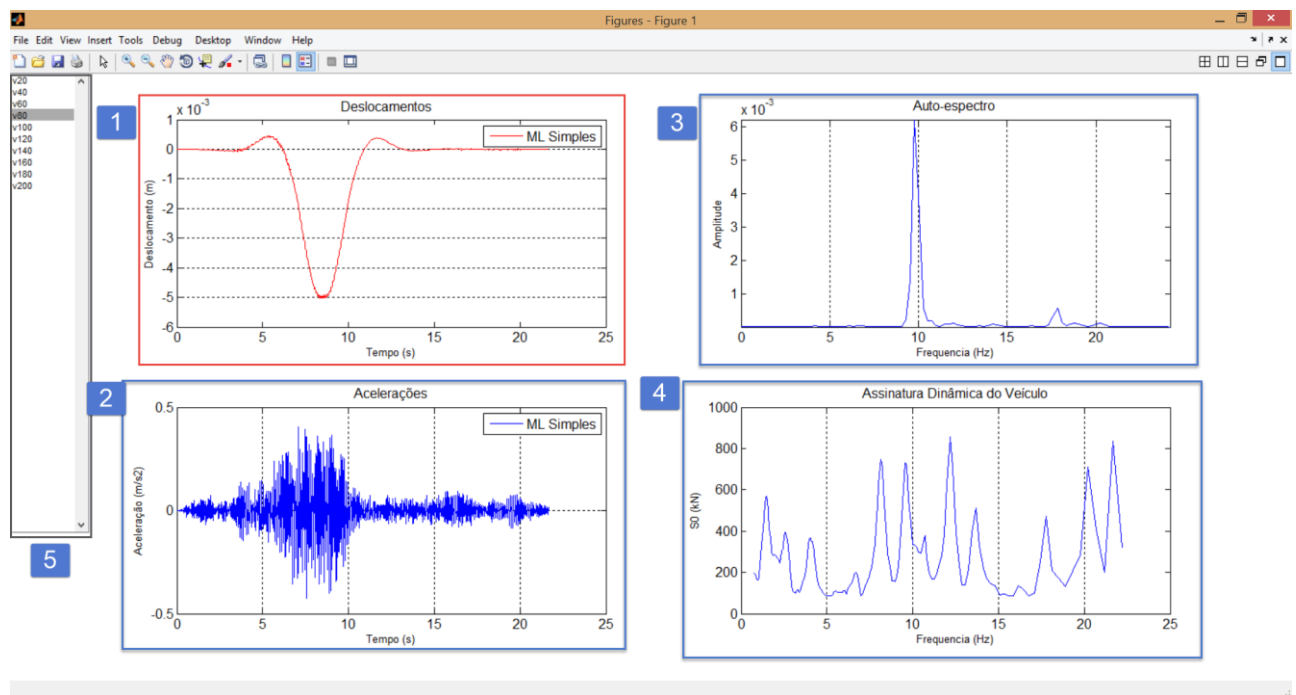


Figura 28-Interface gráfica para análise de resultados.

A interface gráfica inclui os seguintes campos:

- (1)- Resultados dos deslocamentos;
- (2)- Resultados das acelerações;
- (3)- Auto-espectro médio e normalizado;
- (4)- Assinatura dinâmica do veículo;
- (5)- Velocidade do veículo.

A interface permite ainda uma alteração automática da velocidade de passagem do comboio destinado e possibilita a comparação dos resultados para vários nós. Refira-se que a interface foi desenvolvida especificamente para o caso do estudo da ponte Luiz I e para os veículos do metro, envolvendo apenas os resultados em deslocamentos e acelerações, no entanto tem a particularidade de ser facilmente adaptável a qualquer outro caso de estudo

3 MODELAÇÃO NUMÉRICA E IDENTIFICAÇÃO MODAL DA PONTE LUIZ I

3.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentada a modelação numérica e identificação modal da ponte Luiz I, uma ponte metálica situada sobre o rio Douro, para a condição anterior aos trabalhos de reabilitação e reforço do tabuleiro superior realizados entre 2004 e 2005.

Na secção 3.2 é efetuada uma breve descrição da ponte, com a sua localização, caracterização geométrica e identificação das condições de apoio e dos órgãos de ligação entre elementos estruturais.

Na secção 3.3 apresenta-se uma breve nota histórica da Ponte Luiz I.

A secção 3.4 é reservada à descrição do modelo numérico de elementos finitos desenvolvido com recurso ao programa comercial ANSYS 12.0, onde é detalhada a metodologia adotada, nomeadamente, no que respeita aos elementos finitos utilizados, às características geométricas e mecânicas assim como as propriedades dos materiais e condições de apoio consideradas. O estudo foi realizado com base numa modelação tridimensional da ponte na qual se procedeu de uma forma geral, à discretização dos elementos constituintes da estrutura por intermédio de elementos de viga 3D.

Na secção 3.5 apresenta-se a validação do modelo numérico e na secção 5.6 são listados e discutidos os parâmetros obtidos da análise modal, nomeadamente, as frequências naturais e os modos de vibração.

3.2 DESCRIÇÃO DA PONTE

A ponte Luiz I é uma obra de arte localizada sobre o Rio Douro, fazendo a ligação entre as cidades do Porto e Vila Nova de Gaia, com uma orientação do seu eixo longitudinal muito próxima da direcção norte-sul, como documenta a Figura 29.

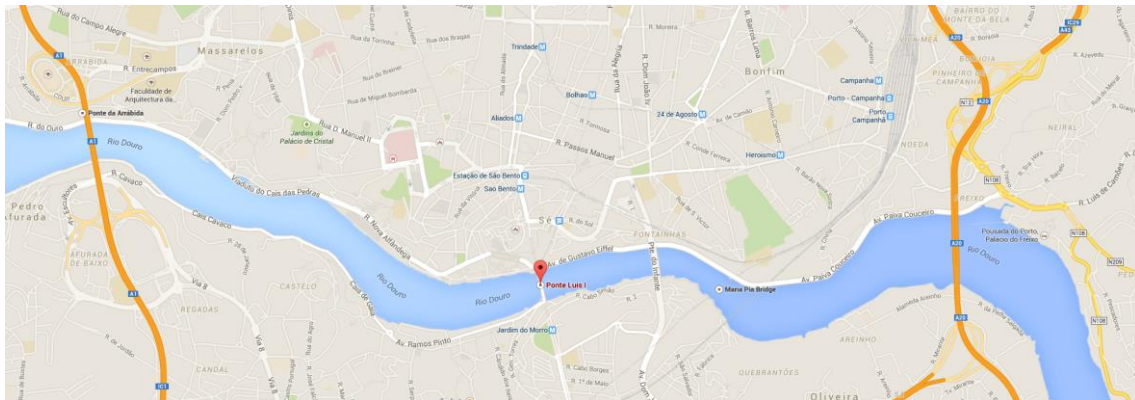


Figura 29 - Localização geográfica da Ponte Luiz I

A ponte é constituída por dois tabuleiros, um inferior (Figura 31) e outro superior (Figura 30), suportados por um arco biarticulado com uma altura de 44,6 m e uma corda de 172 m (Figura 32).

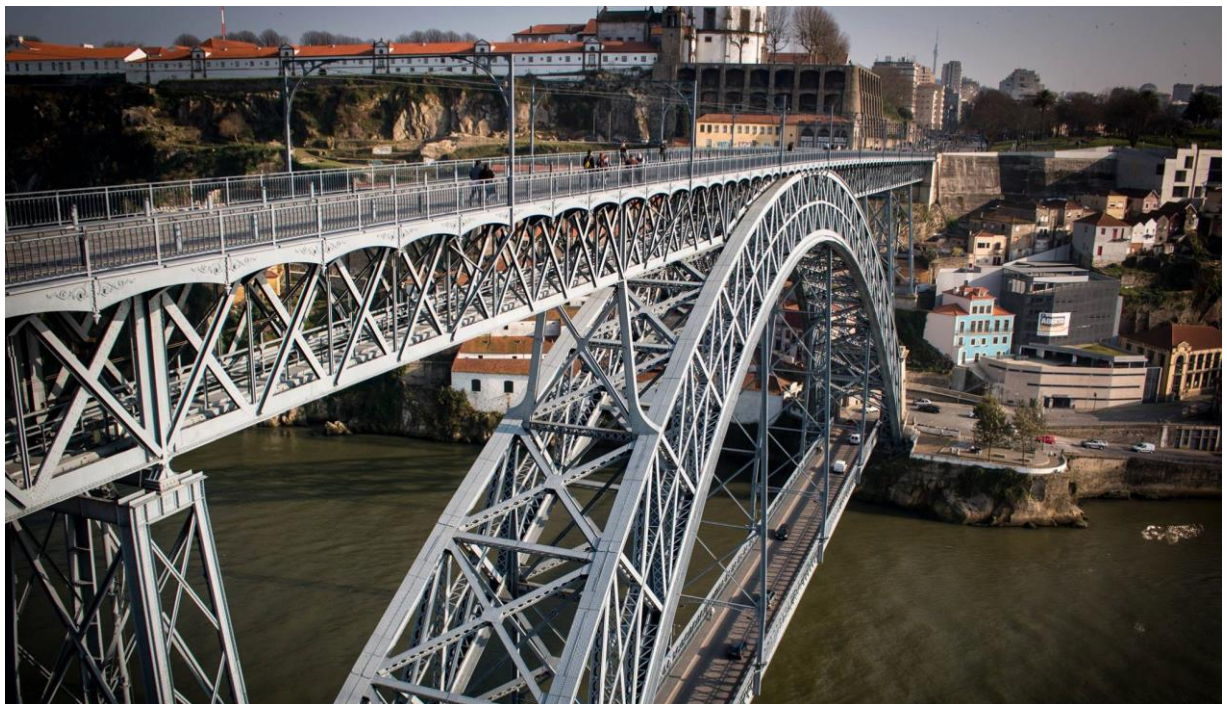


Figura 30 – Tabuleiro superior ponte Luiz I (Fonte: SkyCam)



Figura 31 - Tabuleiro inferior ponte Luiz I



Figura 32 - Arco Ponte Luiz I

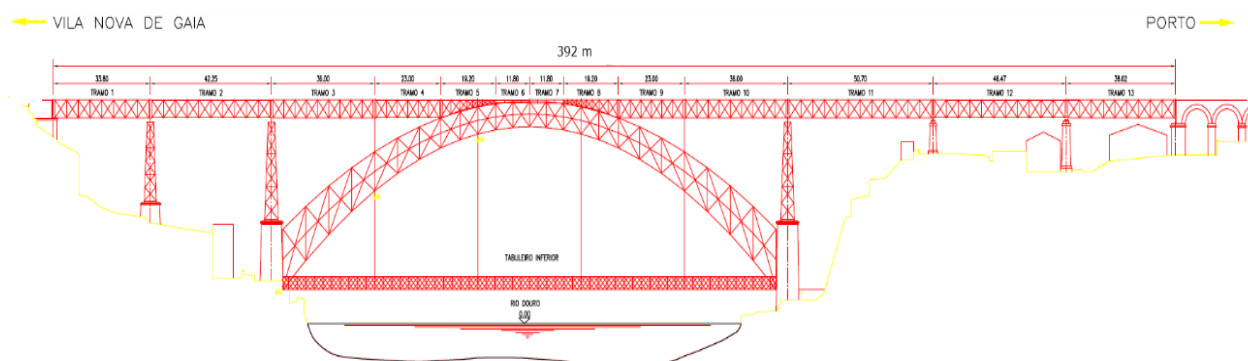


Figura 33 - Vista lateral da Ponte Luiz I

Conforme é possível observar na Figura 33, o tabuleiro inferior tem uma extensão de 174 m de comprimento, apoiando-se nos encontros em aparelhos de apoio móveis e em 4 montantes de suspensão espaçados de 36 m. As cargas rodoviárias que o atravessam são acomodadas por uma laje de betão armado aligeirada, a qual repousa sobre uma grelha de carlingas e longarinas metálicas apoiada em duas vigas-treliça suspensas nos pendurais que transmitem as ações ao arco.

O tabuleiro superior com 392 m de desenvolvimento, é constituído por 13 vãos com comprimentos variáveis entre os 12 m e os 51 m, nove desses vãos são materializados por duas vigas treliça com 5 metros de altura espaçadas a 4.65 metros, tendo uma altura variável entre os 0.9 m e os 5 m, Figura 39. Antes dos trabalhos de reabilitação e reforço, estas vigas eram contraventadas transversalmente com diagonais em cruz de Santo André e travessas ao nível das cordas inferiores, sendo ligadas por carlingas metálicas ao nível das cordas superiores e por uma laje de betão aligeirada. Nos quatro vãos localizados sobre o coroamento do arco, o tabuleiro superior é constituído por vigas portantes I de alma cheia com 0.5 m de altura.

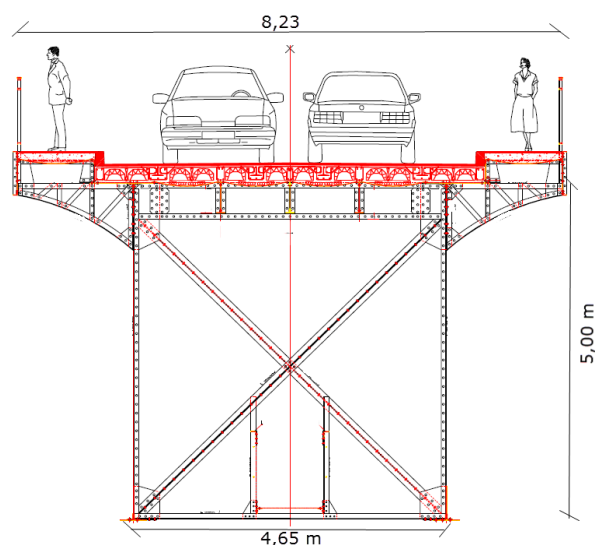


Figura 34 - Corte transversal do tabuleiro superior

O tabuleiro superior encontra-se apoiado em 5 pilares de estrutura metálica reticulada, três fundados em maciços de alvenaria de granito nas margens do rio, e os outros dois suportados no extradorso do arco a quartos de vão. No lado norte existem dois pilares em alvenaria que possibilitam a existência de dois tramos adicionais. Os órgãos de ligação entre este tabuleiro e os pilares nas margens do rio Douro permitem rotações e deslocamentos longitudinais, enquanto os localizados sobre o arco ligam monoliticamente às duas subestruturas. Antes da intervenção realizada em 2004/5 todas as ligações entre os diversos elementos estruturais eram rebitadas.

3.3 HISTÓRIA DA PONTE LUIZ I

Em 11 de Agosto de 1880 foi aberto concurso internacional para uma nova ponte, que pudesse substituir a Ponte Pênsil, atendendo a que esta já evidenciava insuficiente segurança estrutural para as condições de tráfego em resultado do rápido desenvolvimento das atividades industriais e comerciais entre as cidades V.N. de Gaia e Porto.

Apresentaram-se numerosos concorrentes dos quais se destacam a Braine-Le-Compte, Société des Batignolles (duas soluções), G. Eiffel et Cie., LeCoq & C., Andrew Handyside & C., Société de Constrution de Willebroeck (duas soluções) e John Wixon.

Com um projeto inovador e arrojado do Eng. Teophile Seyrig, a Société de Constrution de Willebroeck vence o concurso. A construção da ponte decorreu entre 1881 e 1888, sendo o tabuleiro superior

inaugurado no dia 31 de outubro de 1886 e posteriormente o inferior, a 31 de outubro de 1888, tendo sido gastas aproximadamente 3.045 toneladas de aço.

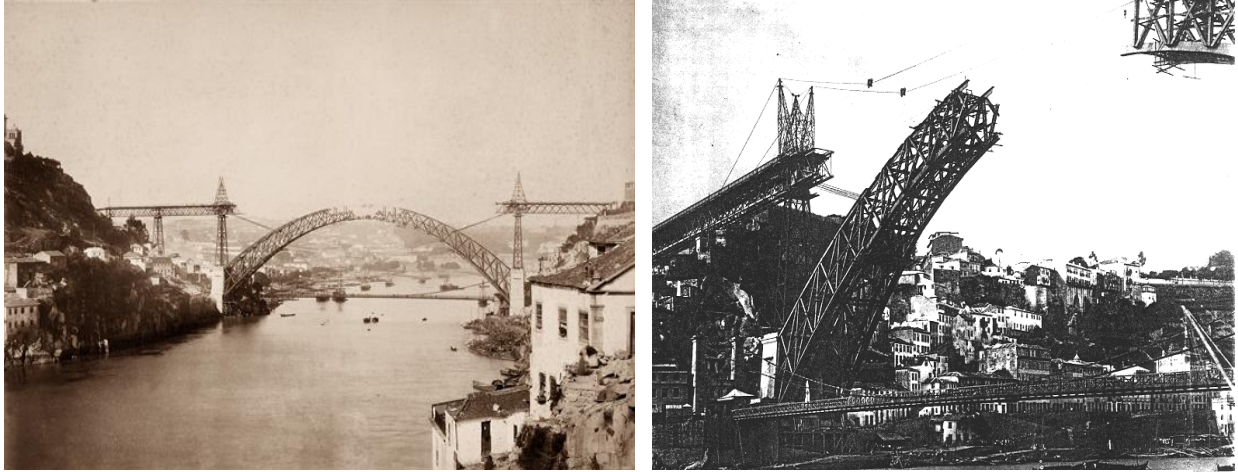


Figura 35 - Ponte durante a sua construção (Fonte: Emílio Biel)

Entre os anos de 1995 e 1996 a ponte foi objeto de estudos, abrangentes e detalhados, com vista à avaliação da viabilidade de integração do tabuleiro superior na rede de Metro Ligeiro do Porto. A Figura 36 representa os correspondentes trabalhos de reabilitação e reforço realizados entre os anos de 2004 e 2005, agora a ponte serve o tráfego ferroviário e rodoviário, respetivamente nos tabuleiros superior e inferior.



Figura 36 - Trabalhos de reabilitação e reforço na ponte Luiz I

Uma inspeção, em 2012, das Estradas de Portugal concluiu que a ponte requer atualmente a realização de obras de manutenção e reabilitação ao nível do tabuleiro inferior, bem como a execução de trabalhos de reparação ao nível do pavimento na zona com calçada, nas juntas de dilatação e também de pintura de vigas e guarda-corpos.

3.4 MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE LUIZ I

O estudo realizado no âmbito desta dissertação foi efetuado tendo por base uma modelação tridimensional da ponte em que se procedeu à discretização dos seus elementos estruturais por intermédio de elementos de viga 3D.

A principal razão para a adoção de um modelo tridimensional em alternativa a um modelo plano prendeu-se com o facto da maioria das verificações regulamentares envolverem grandezas físicas que são quantificadas ao nível da via. Por este motivo, foram considerados na modelação os elementos de suporte da via (carlingas, longarinas) por forma a que a resposta tenha em conta a contribuição destes elementos, seja em termos de deformação ou vibração da estrutura. Um modelo mais complexo poderia ainda envolver a modelação da própria via.

No modelo numérico foram replicados todos os elementos estruturais da ponte, principais e secundários, dispostos de acordo com os dados disponíveis do projeto original e do último projeto de reabilitação, tendo sido utilizado o programa ANSYS 12.0. Na Figura 37 apresenta – se uma perspetiva (a) do modelo 3D da ponte, assim como um alçado (b) e duas planta (c). No sistema de eixos do modelo numérico o desenvolvimento longitudinal da ponte corresponde à direção positivo do eixo X, a direção transversal horizontal a do eixo Y, e a direção vertical à do eixo Z.

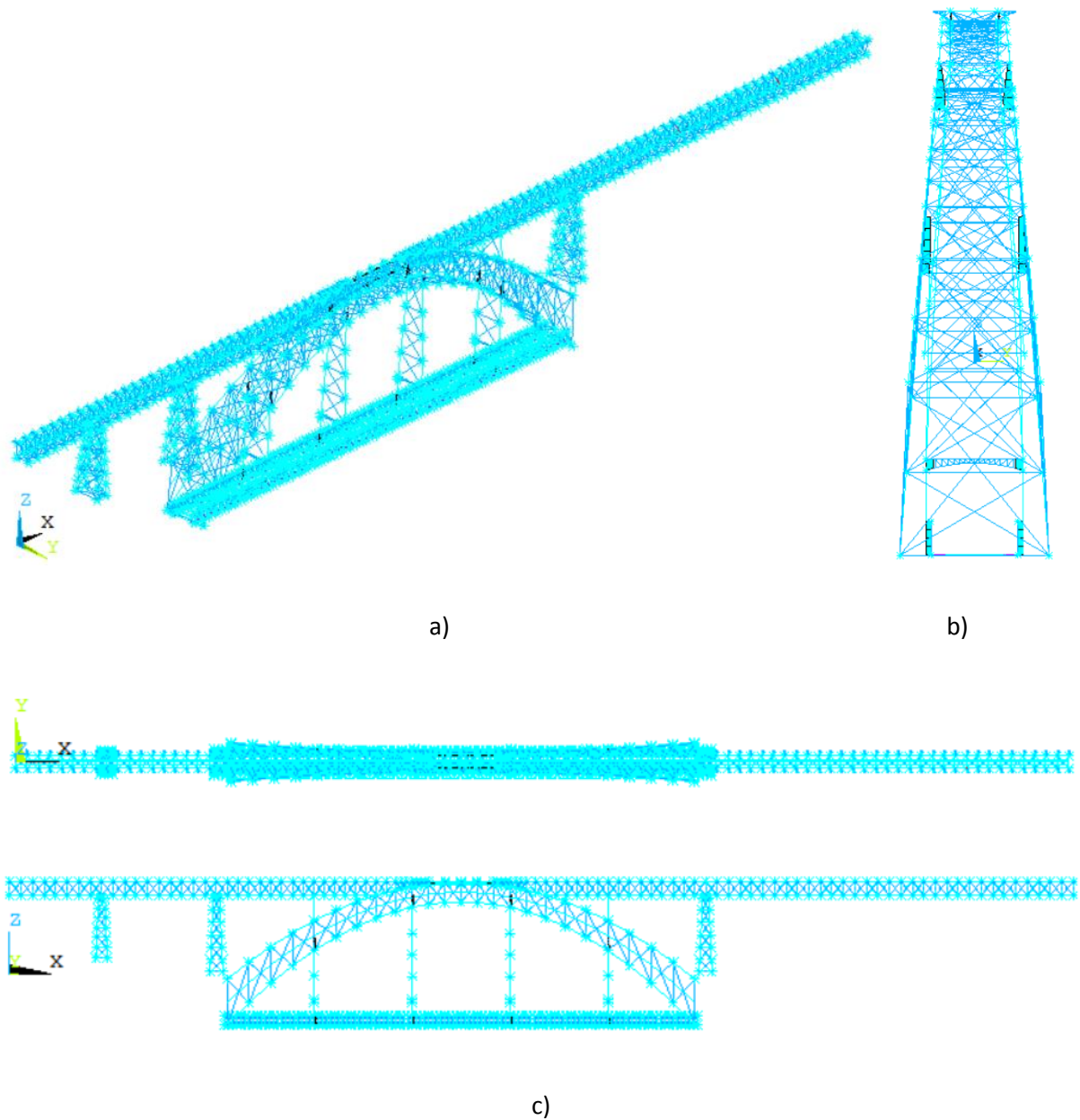


Figura 37- Modelo 3D da ponte, Perspetiva (a) alçado (b) e plantas (c).

A modelação da ponte foi realizada com recurso a elementos de viga, de casca, do tipo mola e massas concentradas. Os elementos de viga utilizados foram do tipo BEAM4, através do qual é possível definir a rigidez axial, de flexão e torção, permitindo adicionar massa por metro de comprimento (kg/m) para lá do peso próprio do elemento assim como a possibilidade de ser considerada a excentricidade do eixo do elemento e a simulação de elementos com secções uniformemente variáveis. Por sua vez, os elementos de casca adotados foram do tipo SHELL63, adequados à simulação do comportamento membrana, elementos planos com rigidez à flexão e no próprio plano. Para os elementos finitos do

tipo mola com comportamento linear foi considerado o elemento COMBIN14, para o qual é possível definir uma rigidez por metro linear de elemento.

Por último, para a inclusão da massa associada às caras permanentes de natureza não estrutural foram utilizados elementos do tipo MASS21, o qual consiste num elemento nodal com seis graus de liberdade, 3 translações e 3 rotações, podendo ser atribuídas massas e inércias diferentes a cada um deles, respetivamente.

No sistema de eixos do modelo numérico o desenvolvimento longitudinal da ponte corresponde à direção positivo do eixo X, a direção transversal horizontal a do eixo Y, e a direção vertical à do eixo Z.

Quadro 2 – Elementos finitos adotados na modelação dos diferentes elementos estruturais

Elementos finitos do ANSYS12.0	Elemento estrutural
BEAM4	Cordas, longarinas, carlingas, diagonais, montantes, contaventamento vertical e horizontal, travessas e pernas.
SHELL63	Chapas de ligação entre os montantes de suspensão e tabuleiro inferior
COMBIN14	Aparelhos de apoio
MASS21	Elementos não estruturais (guarda-corpos; passeios, galerias técnicas, chapas de revestimento, etc)

3.4.1 Caracterização mecânica e geométrica

O material constituinte dos elementos estruturais da ponte Luiz I pode ser classificado como aço macio, para o qual se admitiu um módulo de elasticidade (E) igual a 192.7 GPa, em função dos resultados obtidos em ensaios de laboratório. O módulo de distorção (G) foi calculado considerando para o material um coeficiente de Poisson (ν) igual a 0.25. A massa volúmica do aço (ρ) foi tomada igual a 7701 kg/m³.

A definição das características mecânicas dos elementos que constituem a estrutura, foi efetuada tendo por base a informação constante do projeto original e no projeto de reabilitação e reforço para a integração do tabuleiro na rede do Metro.

Em geral, as secções das peças da estrutura original são do tipo I, T e tubulares, construídas por montagem de várias chapas e cantoneiras ligados entre si por rebiteagem, uma técnica típica da época da construção metálica.

3.4.2 Tabuleiros superior e inferior

O tabuleiro inferior é composto por cordas do banzo inferior e banzo superior, longarinas, carlingas, diagonais, montantes.

O tabuleiro superior apresenta, à exceção da zona de contacto com o arco, uma configuração repetitiva, Figura 38, composta por cordas do banzo inferior e banzo superior, longarinas, carlingas, diagonais, montantes, travessas e contraventamento horizontal e vertical.

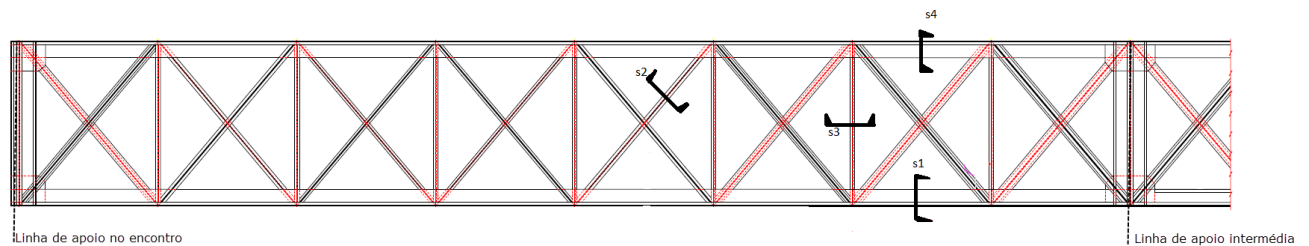


Figura 38 - Vista lateral de um tramo do tabuleiro superior

A Figura 39 apresenta um corte transversal da secção do tabuleiro superior.

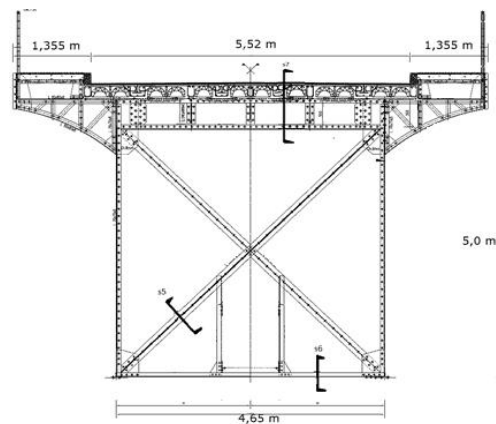


Figura 39 - Corte transversal do tabuleiro superior

As cordas das vigas treliças são maioritariamente secções do tipo T, apresentando variações no número de chapas que formam o respetivo banzo. As diagonais são do mesmo tipo ao ponto que os montantes são materializados por duas cantoneiras. As longarinas e as carlingas apresentam a configuração geométrica de um perfil I composto, formado por duas cantoneiras em cada um dos dois banzos unidos entre si por uma chapa que constitui a sua alma.

A Figura 40, apresenta o modelo numérico dos tabuleiros inserido no programa ANSYS.

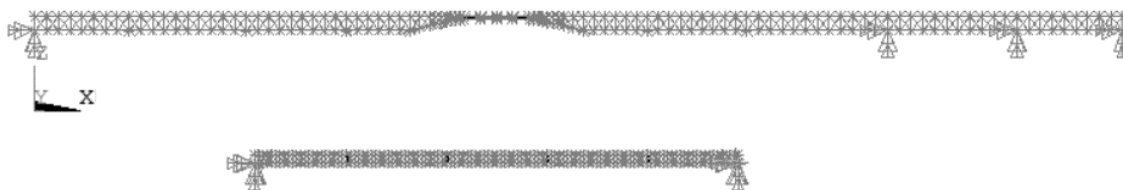
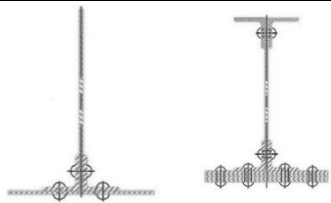
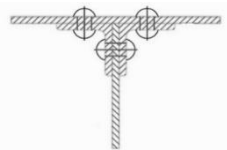
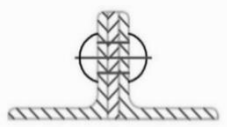
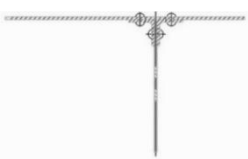

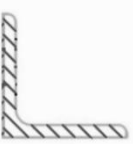



Figura 40 - Modelo numérico dos tabuleiros

A área (A), e os momentos de inércia (I_y e I_z) em relação aos eixos principais centrais de cada uma das secções tipo dos elementos estruturais do tabuleiro superior, encontram-se listados no Quadro 3.

Quadro 3 - Características geométricas dos elementos estruturais do tabuleiro superior

Elemento estrutural	Características geométricas
Corda banzo inferior (s1) 	Tipo - T e I $A = 0,00348 \text{ m}^2 \text{ a } 0,034975 \text{ m}^2$ $I_y = 7,24 \times 10^{-06} \text{ m}^4 \text{ a } 0,01213 \text{ m}^4$ $I_z = 1,34 \times 10^{-06} \text{ m}^4 \text{ a } 0,000305 \text{ m}^4$
Diagonais (s2) 	Tipo - T $A = 0,00213 \text{ m}^2 \text{ a } 0,011748 \text{ m}^2$ $I_y = 1,81 \times 10^{-06} \text{ m}^4 \text{ a } 6,15 \times 10^{-05} \text{ m}^4$ $I_z = 9,49 \times 10^{-07} \text{ m}^4 \text{ a } 2,51 \times 10^{-05} \text{ m}^4$
Montantes (s3) 	Tipo - T $A = 0,00269 \text{ m}^2 \text{ a } 0,031641 \text{ m}^2$ $I_y = 2,19 \times 10^{-06} \text{ m}^4 \text{ a } 0,002226 \text{ m}^4$ $I_z = 1,28 \times 10^{-06} \text{ m}^4 \text{ a } 0,000257 \text{ m}^4$
Corda superior (s4) 	Tipo - T $A = 0,04483 \text{ m}^2 \text{ a } 0,066447 \text{ m}^2$ $I_y = 3,856 \times 10^{-03} \text{ m}^4 \text{ a } 9,857 \times 10^{-03} \text{ m}^4$ $I_z = 5,02 \times 10^{-04} \text{ m}^4 \text{ a } 1,205 \times 10^{-03} \text{ m}^4$
Contraventamento Vertical (s5) 	Tipo - T $A = 0,001309 \text{ m}^2 \text{ a } 0,002458 \text{ m}^2$ $I_y = 9,05 \times 10^{-07} \text{ m}^4 \text{ a } 2,68 \times 10^{-05} \text{ m}^4$ $I_z = 2,4 \times 10^{-07} \text{ m}^4 \text{ a } 1,44 \times 10^{-05} \text{ m}^4$
Contraventamento horizontal (s6) 	Tipo - L $A = 0,0024634 \text{ m}^2 \text{ a } 0,0024734 \text{ m}^2$ $I_y = 3,292 \times 10^{-06} \text{ m}^4 \text{ a } 3,646 \times 10^{-06} \text{ m}^4$ $I_z = 1,44 \times 10^{-06} \text{ m}^4$
Carlingas (s7) 	Tipo - I $A = 0,177835 \text{ m}^2$ $I_y = 0,224697 \text{ m}^4$ $I_z = 0,0027569 \text{ m}^4$

As consolas foram modeladas e aplicadas nos montantes para permitir uma análise ao conforto dos pedestres. A modelação das consolas foi feita por intermédio de elementos finitos de viga BEAM4.

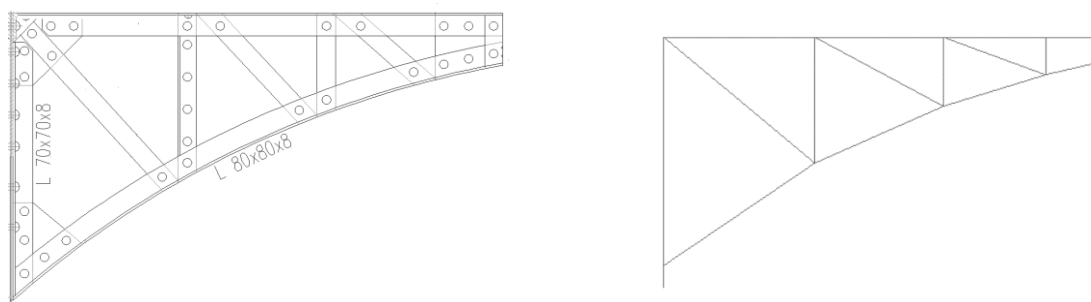


Figura 41 – Pormenor do desenho e modelo numérico das consolas

3.4.3 Arco

O arco é apresenta um desenvolvimento parabólico, quer em planta que em alçado e é composto por cordas superiores e inferiores, montantes, alinhamento central, diagonais, contraventamentos verticais e horizontais e travessas. Na Figura 42, são apresentados uma vista lateral e um corte transversal do arco.

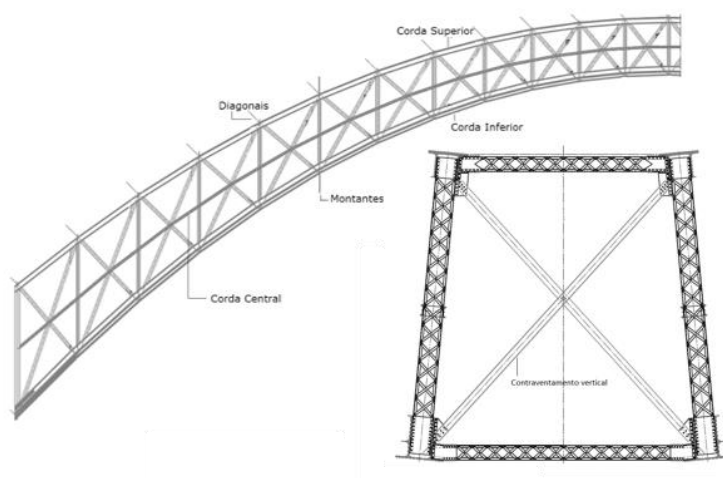


Figura 42 - Vista lateral e corte transversal do arco

A Figura 43, apresenta o modelo numérico do arco inserido no programa ANSYS.

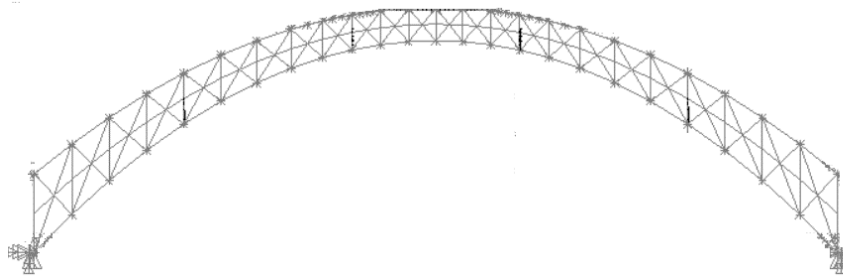
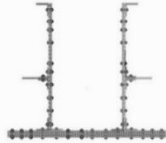
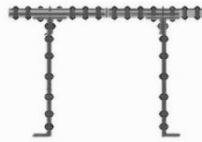
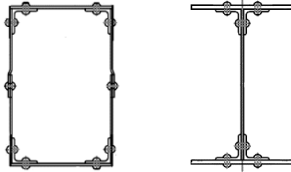
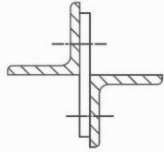



Figura 43 - Modelo tridimensional do arco

As secções transversais consideradas para os elementos que constituem o arco são as que constam no Quadro 4.

Quadro 4 - Características geométricas dos elementos estruturais do arco

Elemento estrutural	Características geométricas
Corda inferior 	Tipo - U $A = 0,078033 \text{ m}^2 \text{ a } 0,2544 \text{ m}^2$ $I_y = 125,1 \times 10^{-04} \text{ m}^4 \text{ a } 404,09 \times 10^{-04} \text{ m}^4$ $I_z = 120,43 \times 10^{-04} \text{ m}^4 \text{ a } 398,45 \times 10^{-04} \text{ m}^4$
Corda superior 	Tipo- \cap $A = 0,03705 \text{ m}^2 \text{ a } 0,10305 \text{ m}^2$ $I_y = 47,94 \times 10^{-04} \text{ m}^4 \text{ a } 132,02 \times 10^{-04} \text{ m}^4$ $I_z = 25,35 \times 10^{-04} \text{ m}^4 \text{ a } 49,03 \times 10^{-04} \text{ m}^4$
Diagonais 	Tipo - T e [] $A = 0,012729 \text{ m}^2 \text{ a } 0,036023 \text{ m}^2$ $I_y = 11,25 \times 10^{-04} \text{ m}^4 \text{ a } 29,78 \times 10^{-04} \text{ m}^4$ $I_z = 1,76 \times 10^{-04} \text{ m}^4 \text{ a } 6,02 \times 10^{-04} \text{ m}^4$
Contraventamento vertical 	Tipo - L $A = 0,002466 \text{ m}^2$ $I_y = 43,05 \times 10^{-08} \text{ m}^4$ $I_z = 227,9 \times 10^{-08} \text{ m}^4$
Corda Central 	Tipo - [] $A = 0,002466 \text{ m}^2$ $I_y = 43,05 \times 10^{-08} \text{ m}^4$ $I_z = 227,9 \times 10^{-08} \text{ m}^4$

3.4.4 Pilares

Relativamente aos pilares, os de estrutura metálica foram modelados com elementos de barra e ligados ao tabuleiro superior através de articulações. Contudo, nos alinhamentos onde os aparelhos de apoio deslizantes do tabuleiro superior apoiam em pilares de alvenaria, o modelo contempla apenas apoios simples pelo facto de os pilares possuírem elevada rigidez, como representa a Figura 44.



Figura 44 - Modelo tridimensional dos pilares

Os pilares são compostos por pernas, travessas, diagonais e contraventamento horizontal, representados na Figura 45.

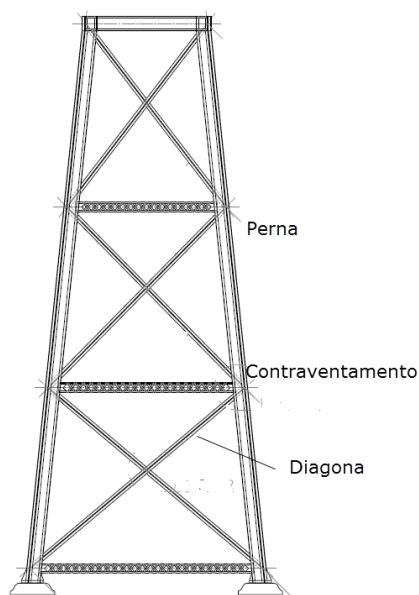
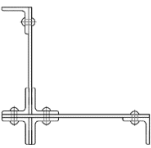
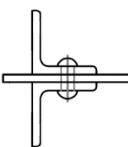


Figura 45 - Vista lateral dos Pilares

O

Quadro 5, apresenta as secções transversais dos elementos que constituem os pilares.

Quadro 5 - Características geométricas dos elementos estruturais dos pilares

Elemento estrutural	Características geométricas
Pernas 	Tipo - L $A = 0,002455 \text{ m}^2$ $I_y = 7,704 \times 10^{-04} \text{ m}^4$ $I_z = 0,1089 \times 10^{-04} \text{ m}^4$
Diagonais 	Tipo - T $A = 0,002891 \text{ a } 0,007294 \text{ m}^2$ $I_y = 273,1 \times 10^{-08} \text{ m}^4$ $I_z = 1347,5 \times 10^{-08} \text{ m}^4$

3.4.5 Montantes de suspensão e pilares apoiados no arco

Por forma a simular corretamente os mecanismos de transmissão dos esforços, foi necessária uma correta modelação dos montantes de suspensão. Os montantes tem como função transmitir os esforços do tabuleiro inferior e superior para o arco. Fazem a ligação do arco ao tabuleiro superior, estando sujeitos a esforços de compressão. Na parte inferior do arco, suportam o tabuleiro inferior estando sujeitos a trações.

A estrutura possui 4 montantes de suspensão afastados a 36 metros representados na Figura 46

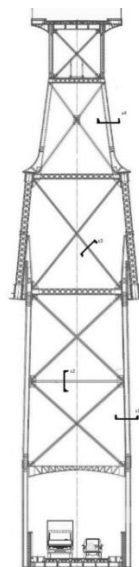
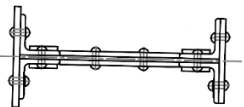

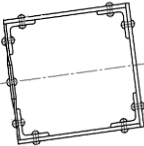
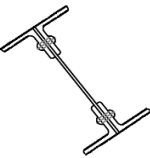


Figura 46 - Vista lateral dos montantes de suspensão

As secções transversais consideradas para os elementos que constituem o arco são as que constam do Quadro 6.

Quadro 6 - Características geométricas dos elementos estruturais dos montantes de suspensão

Elemento estrutural	Características geométricas
Perna do montante de suspensão (s1) 	Tipo - I $A - (0,0180869 \text{ m}^2 \text{ a } 0,023967 \text{ m}^2)$ $I_y - (6,814 \times 10^{-04} \text{ a } 7,636 \times 10^{-04} \text{ m}^4)$ $I_z - (0,3966 \times 10^{-04} \text{ m}^4 \text{ a } 6,1913 \times 10^{-04} \text{ m}^4)$
Travessas (s2) 	Tipo - L $A - (0,00049 \text{ m}^2 \text{ a } 0,00456 \text{ m}^2)$ $I_y - (0,12863 \times 10^{-04} \text{ m}^4 \text{ a } 0,01858 \times 10^{-04} \text{ m}^4)$ $I_z - (0,0655 \times 10^{-04} \text{ m}^4 \text{ a } 0,00847 \times 10^{-04} \text{ m}^4)$
Perno do pilar (s4) 	Tipo - [] $A - (0,0180869 \text{ m}^2 \text{ a } 0,023967 \text{ m}^2)$ $I_y - (6,814 \times 10^{-04} \text{ a } 7,636 \times 10^{-04} \text{ m}^4)$ $I_z - (0,3966 \times 10^{-04} \text{ m}^4 \text{ a } 6,1913 \times 10^{-04} \text{ m}^4)$
Diagonais (s3) 	Tipo - I $A - (0,0069435 \text{ m}^2 \text{ a } 0,009264 \text{ m}^2)$ $I_y - (0,13456 \times 10^{-04} \text{ m}^4 \text{ a } 2,297 \times 10^{-04} \text{ m}^4)$ $I_z - (0,09735 \times 10^{-04} \text{ m}^2 \text{ a } 0,1788 \times 10^{-04} \text{ m}^4)$

3.4.6 Chapas

Algumas das chapas da estrutura localizadas nas zonas de ligação entre diferentes subestruturas foram modeladas com elementos de casca para uma melhor simulação do comportamento mecânico, mais exigente, dessas regiões, ilustradas na Figura 47.



Figura 47 - Chapas da estrutura

Na Figura 48 é possível visualizar a localização dessas zonas críticas. Para além disso atendendo a que as vigas do tabuleiro superior ao longo dos quatro tramos que apoiam diretamente sobre o arco são de alma cheia e de altura reduzida, a sua alma também foi modelada com o mesmo tipo de elementos finitos.

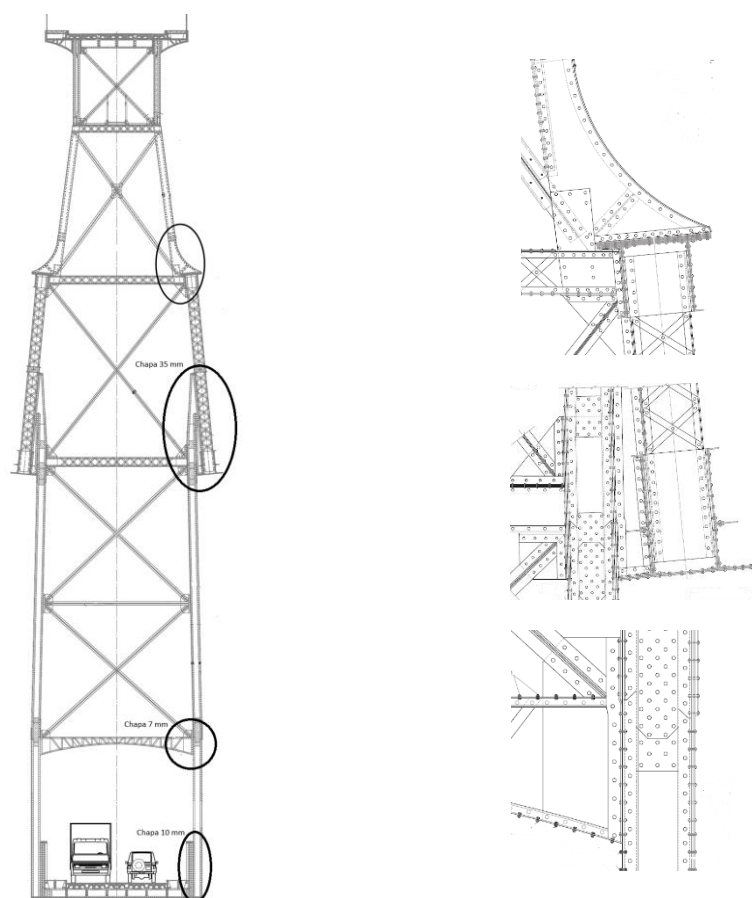


Figura 48 – Localização das chapas modeladas com elementos finitos de casca e respectivos pormenores

3.4.7 Aparelhos de apoio

O tabuleiro superior encontra-se apoiado nos pilares, nas margens e no arco sobre o rio. Nos encontros e nos pilares das margens do tabuleiro os apoios eram materializados por aparelhos de aço do tipo “roller bearing”, restringindo os deslocamentos verticais e transversais, Figura 49.

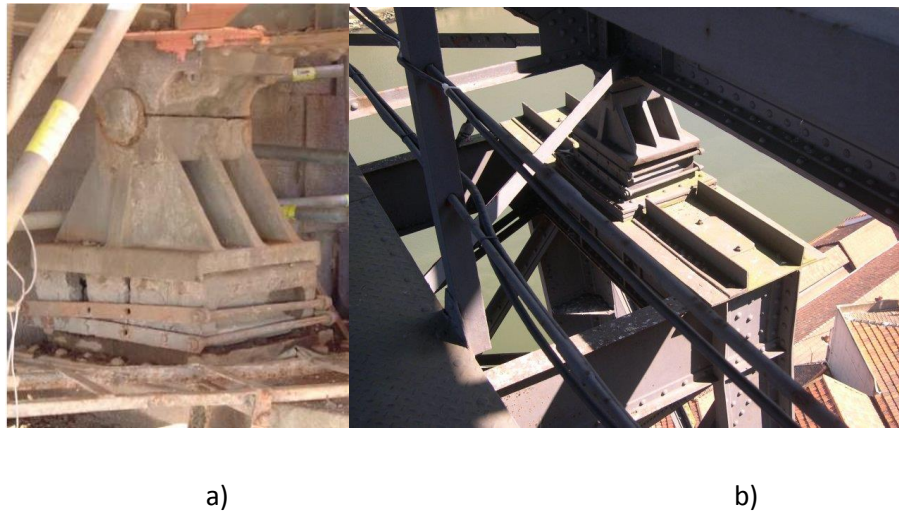


Figura 49 - Apoio tabuleiro superior, nos encontros (a) e pilares metálicos (b)

Assim sendo nos alinhamentos dos pilares de alvenaria o tabuleiro superior foi apoiado com apoios simples que permitem o movimento longitudinal. Por sua vez os apoios do tabuleiro superior nos pilares metálicos foram definidos usando um conjunto de barras de configuração estrutural bastante simples, mas que simulam corretamente o seu funcionamento. As barras verticais de muito elevada rigidez axial e fraca rigidez à flexão simulam a possibilidades de deslocamentos longitudinais relativos entre topo dos pilares e o tabuleiro, tendo sido introduzidos contraventamentos transversais para evitar o funcionamento à torção das travessas do seu coroamento em resultado da compatibilização dos deslocamentos laterais.

O arco encontra-se apoiado em aparelho de aço “pin bearing”, impedindo movimentos verticais, transversais e longitudinais, representado na Figura 50.



Figura 50- Aparelho de apoio do arco do tipo aço “pin bearing”

Um aspeto fundamental na modelação da ponte reside na definição das restrições longitudinais dos movimentos dos tabuleiros.

No tabuleiro inferior, as restrições são provocadas pelas juntas de dilatação de aço que existem nas extremidades do mesmo. Estas juntas de dilatação não permitem que o tabuleiro seja completamente livre, controlando desta forma o comportamento de pendulo formado por este tabuleiro e pelos montantes de suspensão. Os espaços das juntas que deviam permitir alguma liberdade de expansão encontram-se preenchidos com material residual, não permitindo o seu pleno funcionamento, representado na Figura 51.



Figura 51- Juntas de dilatação do tabuleiro inferior

Acresce ainda que os banzos das cordas inferiores das vigas-treliça se encontram calçados lateralmente contra a alvenaria atrás das chapas de aço chumbadas nesta e com corrosão acentuada.

Relativamente ao tabuleiro superior as restrições têm causas diferentes. A extrema degradação das componentes dos aparelhos de apoio nos encontros assim como a falta de manutenção dos restantes pilares impedia o desempenho pretendido da estrutura.

Estes condicionamentos aos movimentos dos tabuleiros foram confirmados experimentalmente antes dos trabalhos de reabilitação através da medição dos deslocamentos de expansão e contração no tabuleiro induzidos pela ação térmica cíclica diariamente (Costa et al., 2004b).

Todavia para este tabuleiro a natureza e condição das juntas de dilatação não proporcionaram quaisquer restrições aos movimentos da estrutura.

Com o intuito de considerar estas restrições na modelação numérica, foram adotadas molas com uma rigidez longitudinal, nos apoios dos pilares de alvenaria, dos encontros e ao nível das juntas de dilatação, assim como na ligação do tabuleiro superior aos pilares das margens.

A rigidez destas molas foi calibrada de forma a que as frequências estimada através do modelo numérico se aproximassem das frequências obtidas experimentalmente a partir do ensaio de vibração ambiental conduzido antes dos trabalhos de reabilitação.

O estudo numérico realizado revelou que as restrições dos movimentos longitudinais tinham profundo impacto em dois modos de vibração, um vertical e outro transversal, e uma influência muito reduzida ou nula nos restantes.

No Quadro 7, apresenta-se a localização e valor das constantes de rigidez das molas introduzidas no modelo.

Quadro 7 - Localização e valor das constantes de rigidez das molas

Localização		Constante de rigidez
Tabuleiro superior	Encontros (por aparelho de apoio)	195,000 kN/m
	Pilares P1 a P5 (por aparelho de apoio)	55,000 kN/m
Tabuleiro inferior	Encontros (por corda inferior das vigas-treliça)	102,950 kN/m
	Encontro Porto (Longarinas)	208200 kN/m
		292050 kN/m
		368800 kN/m
	Encontro Gaia (Longarinas)	208200 kN/m
		292050 kN/m
		368800 kN/m

3.4.8 Massas

A massa de cada elemento foi quantificada a partir da área transversal das secções dos elementos em conjugação com as massas volúmicas dos materiais, obtendo se deste modo em valor por metro linear de desenvolvimento do eixo das peças. No entanto, para evitar a obtenção de um número elevado de modos de vibração numéricas locais, foi adotado uma valor aproximadamente nulo para a densidade dos materiais correspondentes aos elementos ditos secundários, diagonais, travessas, contraventamentos e montantes. Para que a massa total do modelo não se afastasse do valor global real, a massa relativa a estas peças foi considerada como estando aplicada de forma concentrada nas extremidades das respetivas barras.

As massas relativas às restantes cargas permanentes devidas a rebites, enrijecedores, à caleira técnica, passadiços, enfeites, guardas corpos e passeios, foram igualmente concentradas nos nós de extremidade dos elementos.

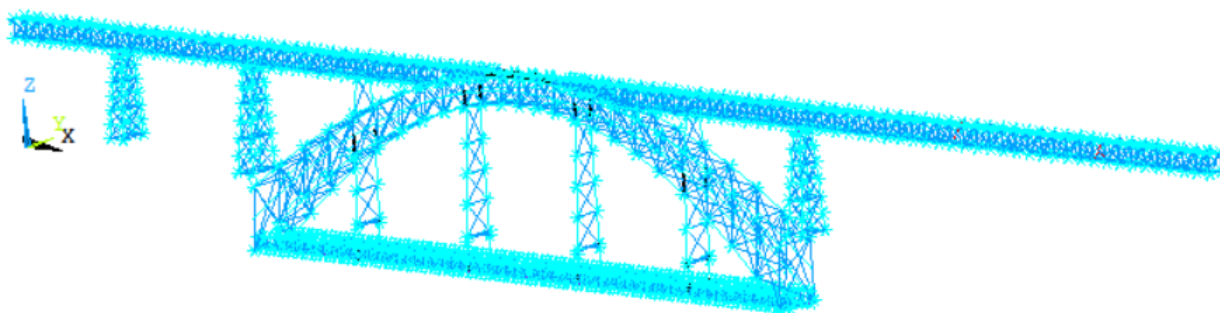


Figura 52 - Modelo tridimensional da ponte Luiz I

3.5 PARÂMETROS MODAIS

As frequências naturais da ponte de Luiz I estão associadas a diferentes tipos de modos de vibração, nomeadamente modos globais (G) e modos locais (L). Enquanto os modos de vibração globais envolvem a deformação global dos tabuleiros, pilares, montantes de suspensão e do arco os locais estão associados a deformações de elementos estruturais, como diagonais, contraventamentos, montantes, sem mobilizar a resposta da restante estrutura. Alguns modos de vibração globais revelam acoplamento com um modo local, e por isso são designados modos acoplados. Estes modos são caracterizados por movimentos conjuntos e de amplitude semelhante do tabuleiro ou arco com os elementos referidos anteriormente.

Os modos de vibração identificados são de natureza global e predominantemente de flexão vertical, transversal e torção.

No entanto como o objetivo é avaliar os deslocamentos verticais e acelerações do tabuleiro superior, na Figura 53, são apresentados, somente, os modos de natureza global de flexão vertical e torção que mais influenciam o mesmo.

Os modos foram agrupados em 4 grupos, em que o grupo G1 (Figura 53) é composto pelos 11 primeiros modos de vibração vertical, com frequências entre os 1,64 Hz e os 4,91 Hz, que representam modos de vibração de carácter geral, isto é, mobilizam partes significativas da ponte, várias zonas do tabuleiro superior, arco e tabuleiro inferior.

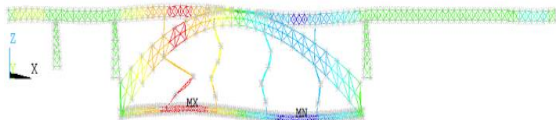
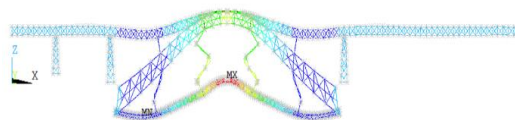
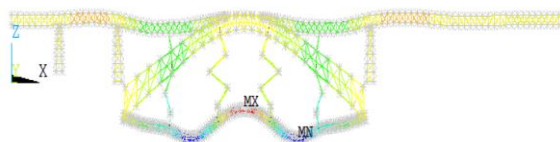
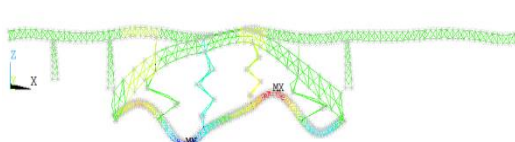
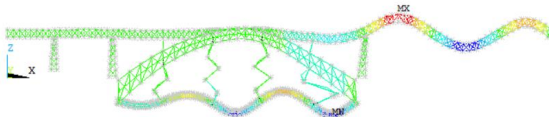
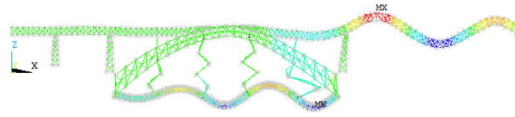
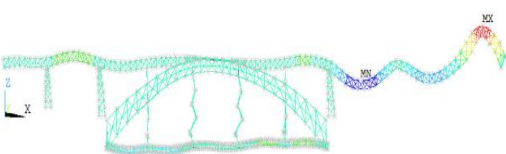
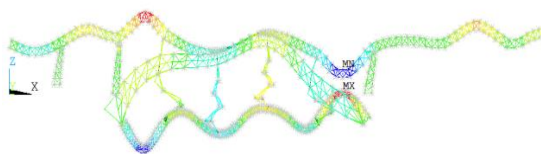
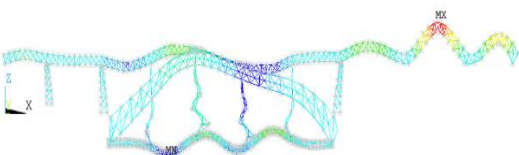
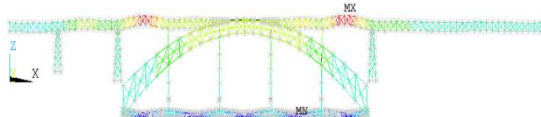
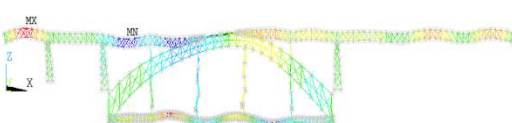
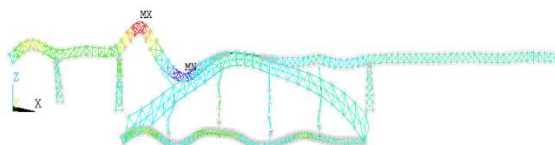
1º Modo Vertical- $f=1,64$ Hz2º Modo Vertical- $f=2,32$ Hz3º Modo Vertical- $f=3,02$ Hz4º Modo Vertical- $f=3,29$ Hz5º Modo Vertical- $f=3,42$ Hz6º Modo Vertical- $f=3,45$ Hz7º Modo Vertical- $f=4,13$ Hz8º Modo Vertical- $f=4,57$ Hz9º Modo Vertical- $f=4,68$ Hz10º Modo Vertical- $f=4,82$ Hz11º Modo Vertical- $f=4,91$ Hz

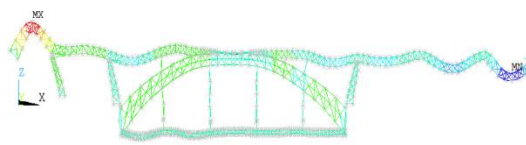
Figura 53-Grupo G1 de modos de vibração e respectivas frequências naturais

O grupo G2 (Figura 54) é composto por modos de vibração que mobilizam individualmente cada um dos tramos do tabuleiro superior, e com pouca influência nos tramos vizinhos. Este grupo inclui os modos de vibração verticais com número de ordem entre o 12 até ao 29, e com frequências de 5,37 Hz até 11,92 Hz.

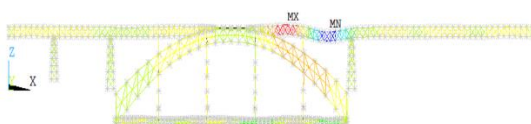
12º Modo Vertical- $f=5,37$ Hz



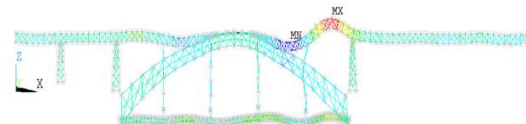
13º Modo Vertical- $f=5,19$ Hz



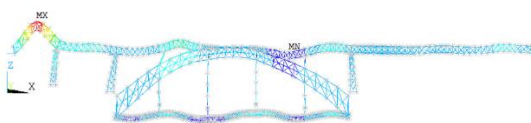
14º Modo Vertical- $f=5,49$ Hz



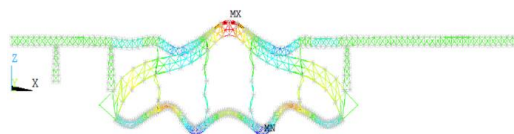
15º Modo Vertical- $f=5,51$ Hz



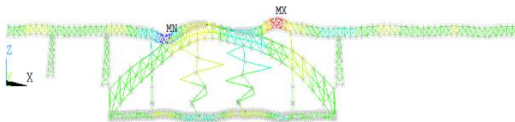
16º Modo Vertical- $f=5,95$ Hz



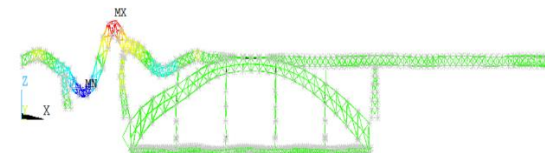
17º Modo Vertical- $f=6,99$ Hz



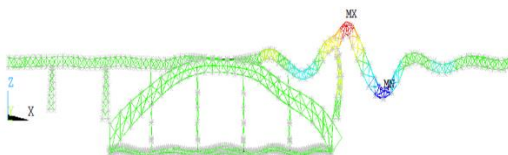
18º Modo Vertical- $f=8,23$ Hz



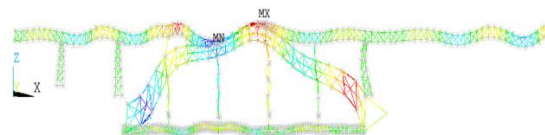
19º Modo Vertical- $f=8,69$ Hz



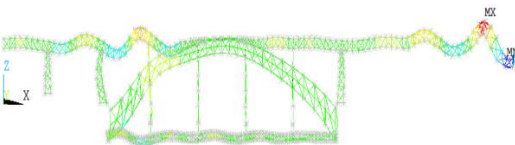
20º Modo Vertical- $f=8,97$ Hz



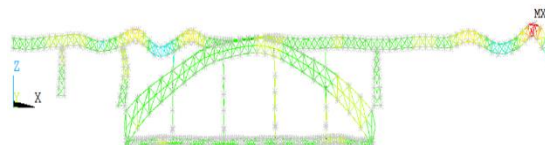
21º Modo Vertical- $f=9,28$ Hz



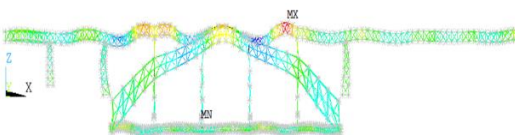
22º Modo Vertical- $f=9,69$ Hz



23º Modo Vertical- $f=9,74$ Hz



24º Modo Vertical- $f=9,93$ Hz



25º Modo Vertical- $f=10,40$ Hz

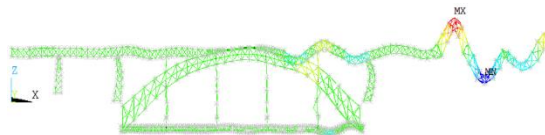


Figura 54-Grupo G2, modos de vibração e respectivas frequências naturais

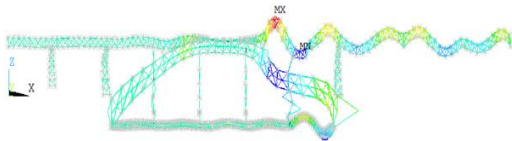
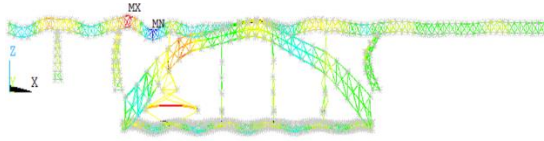
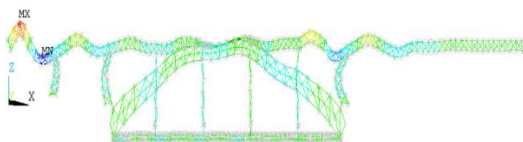
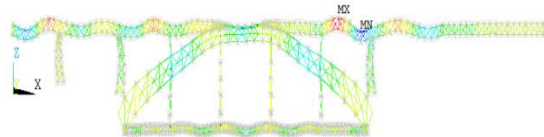
26º Modo Vertical- $f=10,49$ Hz27º Modo Vertical- $f=11,32$ Hz28º Modo Vertical- $f=11,68$ Hz29º Modo Vertical- $f=11,92$ Hz

Figura 54 (continuação) -Grupo G2, modos de vibração e respectivas frequências naturais

O grupo G3 (Figura 55) reúne os modos de vibração que apresentam uma configuração continua entre os vários tramos. Este grupo é composto pelos modos de vibração verticais com número de ordem entre o 29 modo até ao 50, com frequências entre os 14 Hz e os 30 Hz.

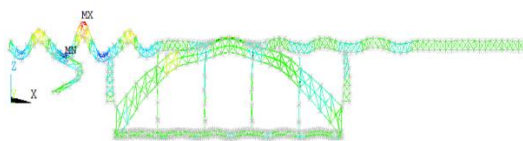
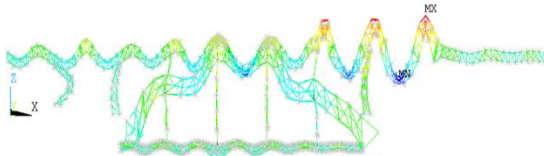
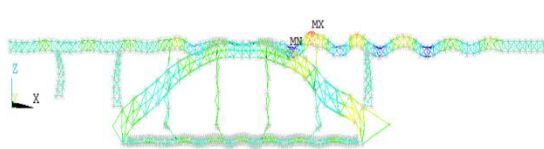
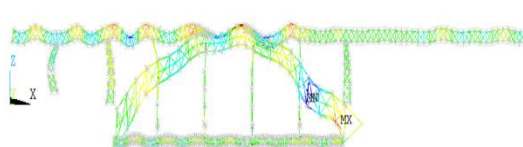
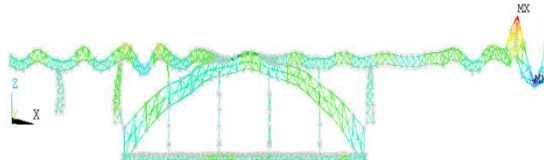
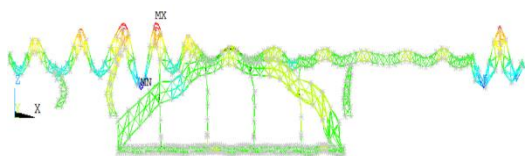
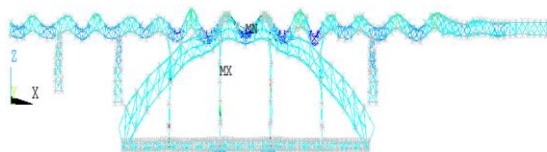
30º Modo Vertical- $f=14,01$ Hz31º Modo Vertical- $f=14,45$ Hz32º Modo Vertical- $f=15,17$ Hz33º Modo Vertical- $f=15,51$ Hz34º Modo Vertical- $f=15,65$ Hz35º Modo Vertical- $f=16,12$ Hz

Figura 55-Grupo G3, modos de vibração e respectivas frequências naturais

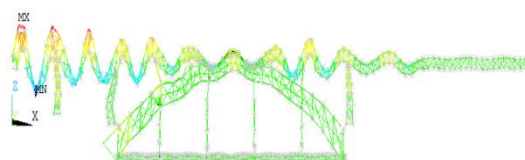
36º Modo Vertical- $f=16,22$ Hz



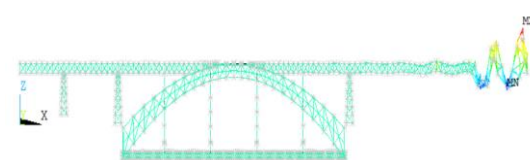
37º Modo Vertical- $f=16,46$ Hz



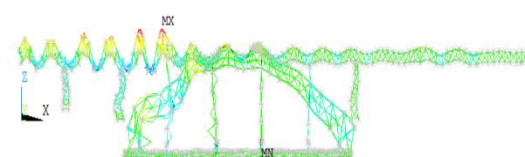
38º Modo Vertical- $f=17,45$ Hz



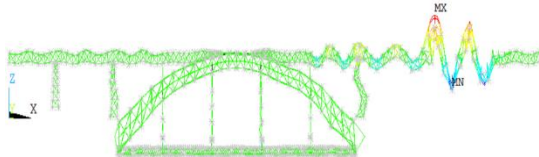
39º Modo Vertical- $f=20,76$ Hz



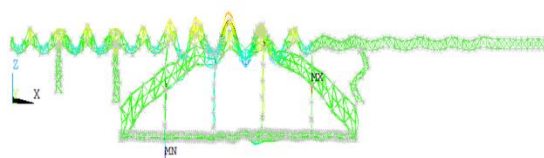
40º Modo Vertical- $f=21,08$ Hz



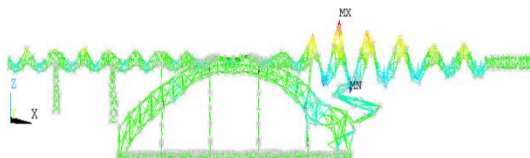
41º Modo Vertical- $f=21,28$ Hz



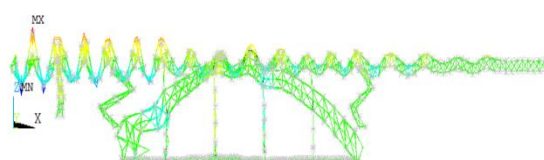
42º Modo Vertical- $f=21,75$ Hz



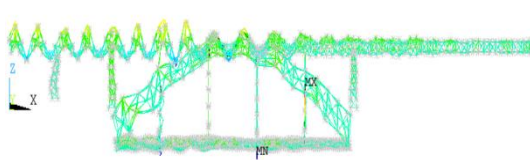
43º Modo Vertical- $f=22,32$ Hz



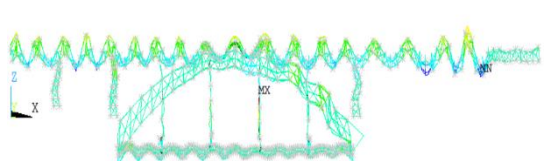
44º Modo Vertical- $f=22,48$ Hz



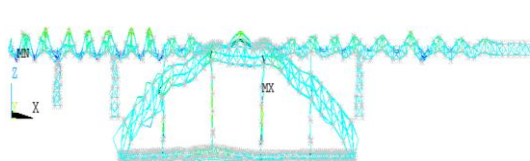
45º Modo Vertical- $f=23,39$ Hz



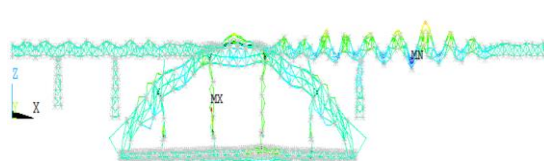
46º Modo Vertical- $f=24,08$ Hz



47º Modo Vertical- $f=26,77$ Hz



48º Modo Vertical- $f=26,92$ Hz



49º Modo Vertical- $f=27,25$ Hz

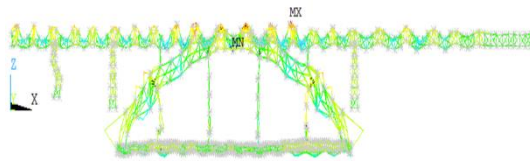


Figura 55 (continuação) -Grupo G3, modos de vibração e respectivas frequências naturais

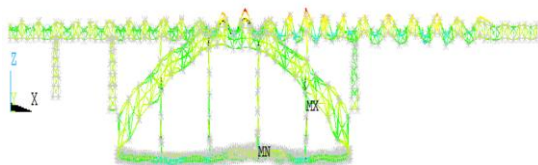
50º Modo Vertical- $f=29,95$ Hz

Figura 55 (continuação) -Grupo G3, modos de vibração e respectivas frequências naturais

O grupo G4 (Figura 56) reúne os modos de vibração de torção que mobilizam o tabuleiro superior. Este grupo é composto pelos modos de vibração de torção com número de ordem entre o 1 até ao 22, frequências 2 Hz até 22 Hz.

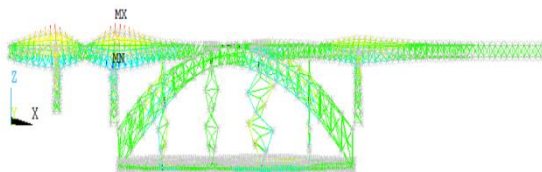
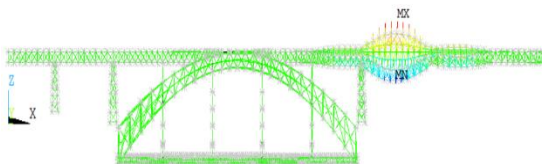
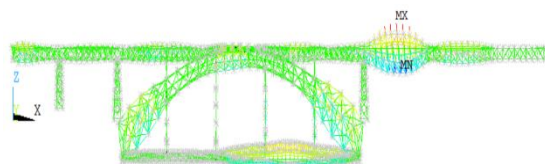
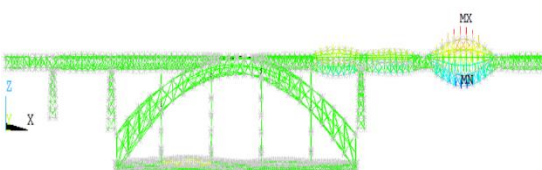
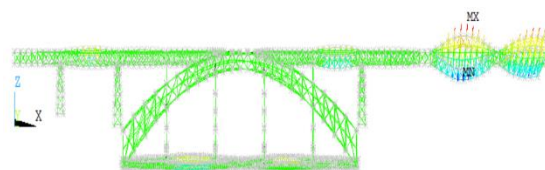
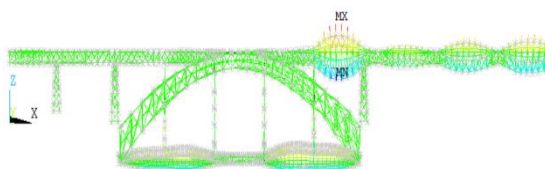
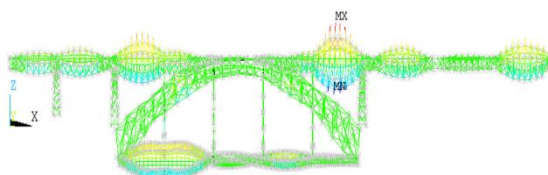
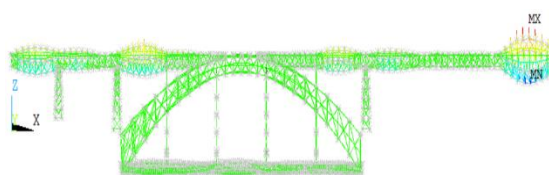
1º Modo Torção- $f=2,15$ Hz2º Modo Torção- $f=3,89$ Hz3º Modo Torção - $f=5,96$ Hz4º Modo Torção- $f=6,21$ Hz5º Modo Torção - $f=6,98$ Hz6º Modo Torção- $f=7,08$ Hz7º Modo Torção - $f=7,23$ Hz8º Modo Torção - $f=7,93$ Hz

Figura 56 - Grupo G4, modos de vibração e respectivas frequências naturais

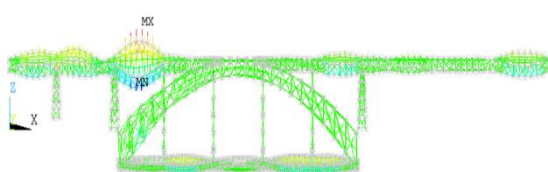
9º Modo Torção - $f=8,37$ Hz



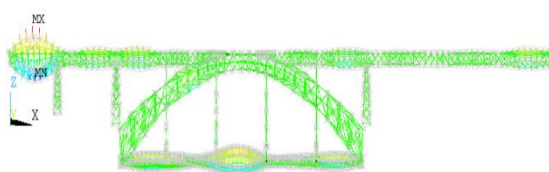
10º Modo Torção - $f=8,62$ Hz



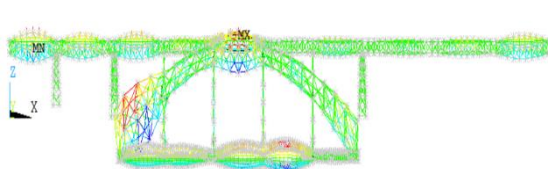
11º Modo Torção - $f=8,715$ Hz



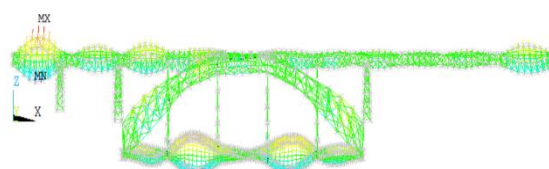
12º Modo Torção - $f=9,06$ Hz



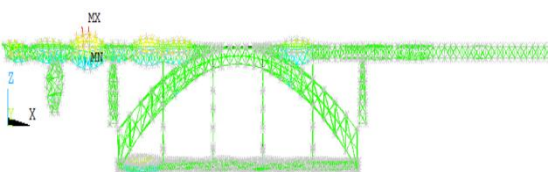
13º Modo Torção - $f=9,77$ Hz



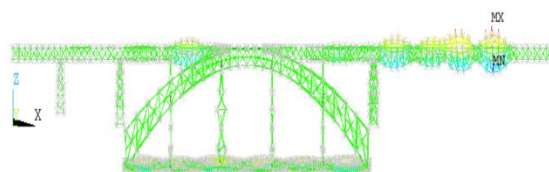
14º Modo Torção - $f=10,09$ Hz



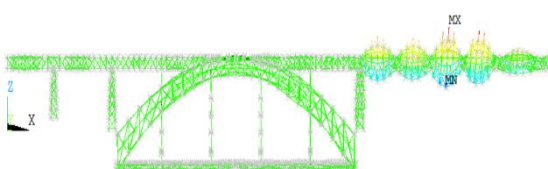
15º Modo Torção - $f=12,24$ Hz



16º Modo Torção - $f=13,18$ Hz



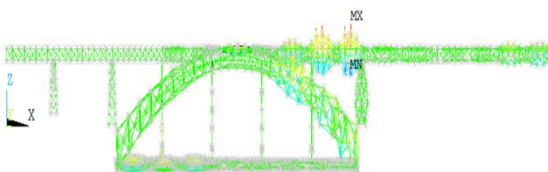
17º Modo Torção - $f=14,19$ Hz



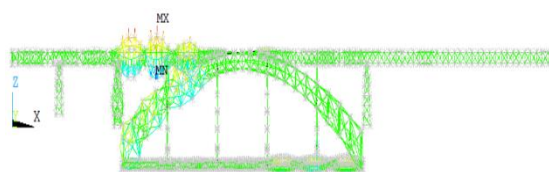
18º Modo Torção - $f=16,81$ Hz



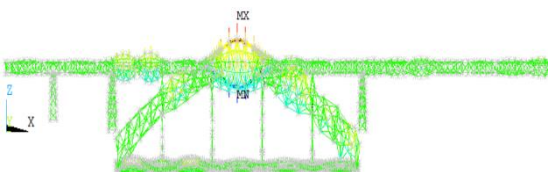
19º Modo Torção - $f=16,99$ Hz



20º Modo Torção - $f=17,17$ Hz



21º Modo Torção - $f=17,24$ Hz



22º Modo Torção - $f=21,81$ Hz

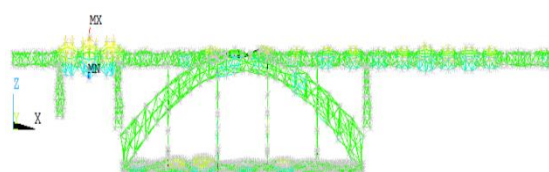


Figura 56 (continuação) - Grupo G4, modos de vibração e respetivas frequências naturais

3.6 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A validação do modelo consistiu na comparação dos valores das frequências naturais da estrutura estimadas através de um modelo 3D desenvolvido no âmbito do presente trabalho com os valores obtidos do ensaio de vibração ambiental e com os calculados com o modelo numérico desenvolvido por Costa (2013). Este último foi desenvolvido no software de cálculo automático Robot Structural Analysis, no âmbito dos trabalhos de doutoramento.

Do ensaio experimental foi possível identificar 13 frequências de vibração, das quais foi possível associar com segurança 9 modos de vibração estrutural.

No Quadro 8 apresenta-se uma comparação dos valores das frequências dos 9 modos de vibração obtidos por via experimental com os resultados obtidos numericamente por Costa (2013) no programa ROBOT e no âmbito deste trabalho no programa ANSYS.

Nesta comparação foi ainda avaliado o erro percentual das frequências numéricas dos modelos numéricos tomando como referencia as estimativas experimentais.

Quadro 8-Valores das frequências naturais da estrutura

Modo	Tipo	Ensaio de campo	Modelo numérico (ROBOT)	$\Delta_1(\%)$	Modelo numérico (ANSYS)	$\Delta_2(\%)$
1	1º Transversal	0,757	0,759	0,26	0,754	-0,40
2	2º Transversal	0,903	0,908	0,55	0,897	-0,66
3	3º Transversal	1,343	1,400	0,95	1,398	4,10
4	4º Transversal	1,660	1,657	-0,18	1,638	-1,33
5	1º Vertical-Lateral	1,636	1,636	0,00	1,643	0,43
6	5º Transversal	2,124	2,016	1,05	2,145	0,99
7	6º Transversal	-	2,042	-	2,027	-
8	7º Transversal	-	2,626	-	2,540	-
9	1º Vertical	2,295	2,274	-5,08	2,3160	0,92
10	2º Vertical	-	2,806	-	3,02	-
11	4º Vertical	-	2,949	-	3,29	-
12	5º Vertical	3,125	3,126	0,03	3,45	-9,42
13	6º Vertical	3,369	3,399	0,89	3,42	1,51

A Figura apresenta a comparação da configuração dos modos de vibração obtidos numericamente por Costa (2013) no programa ROBOT com a configuração dos modos de vibração obtidos no âmbito do presente trabalho.

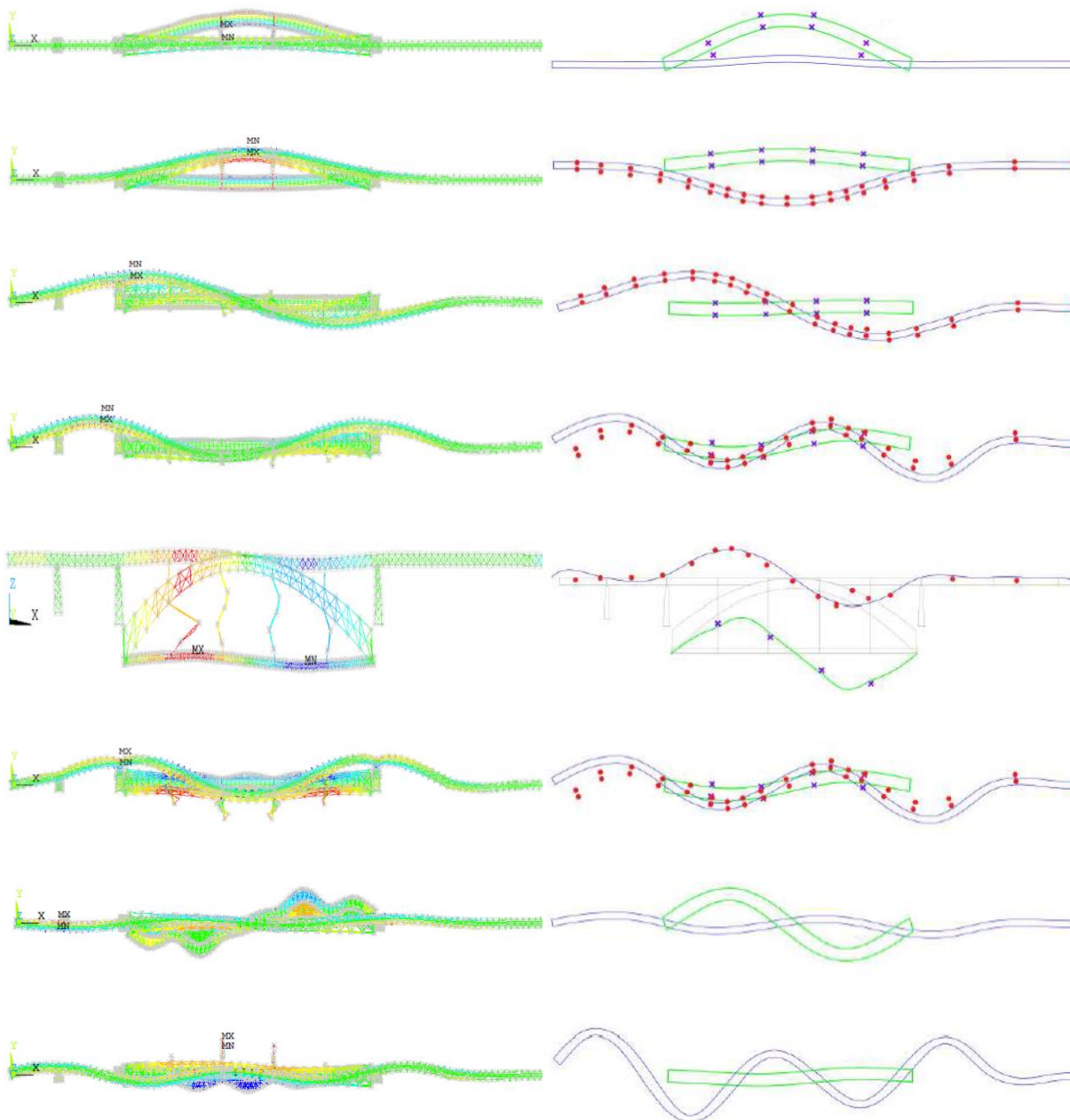


Figura 57 - Comparação da configuração dos modos de vibração obtidos no presente trabalho com numéricos de Costa (2013)

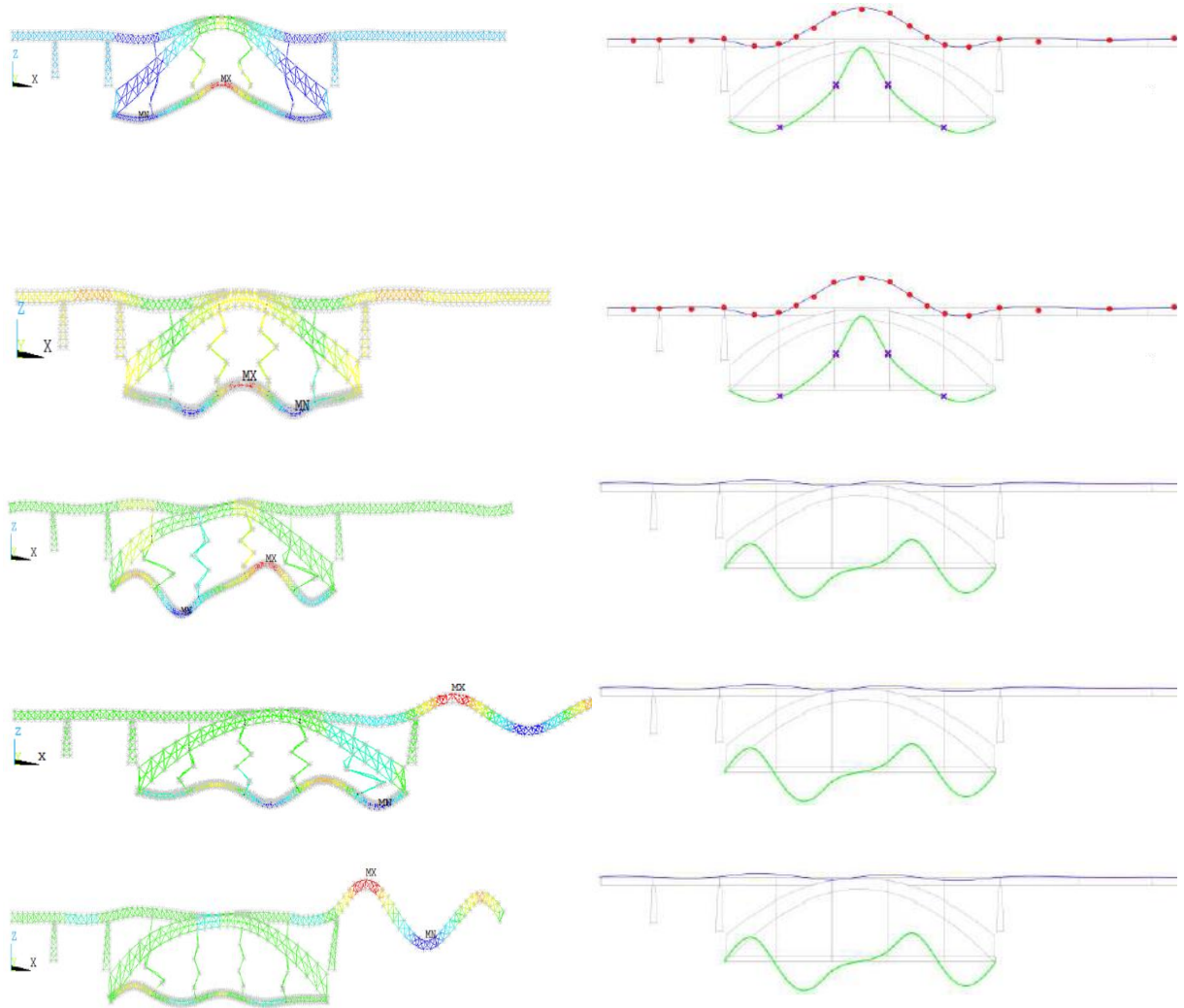


Figura 57 (continuação) - Comparação da configuração dos modos de vibração obtidos no presente trabalho com numéricos de Costa (2013)

4 MODELAÇÃO NUMÉRICA DO VEÍCULO ML 95

4.1 INTRODUÇÃO

A realização de análises dinâmicas com interação ponte-comboio envolve a consideração de modelos de veículos apropriados, que permitam traduzir com uma razoável aproximação o seu comportamento dinâmico.

No âmbito desta dissertação foram desenvolvidos os modelos do veículo ML95 e do Eurotram, veículos que circulam nas redes de metro das cidades de Lisboa e Porto, respetivamente.

A composição ML95, representada na Figura 58, fabricada pela Bombardier Portugal e é utilizada pela empresa Metro de Lisboa (ML) para o transporte de passageiros. O ML95 é uma composição elétrica composta geralmente por três veículos, dois veículos motores que incluem cabinas de condução, e um veículo intermediário não motorizado.



Figura 58 - Veículo ML 95 (Fonte: <http://metro.transporteslisboa.pt>)

O veículo Eurotram, representado na Figura 59, é também fabricado pela empresa Bombardier Portugal, e é utilizado para transporte de passageiros pela empresa Metro do Porto. Tratando-se de um veículo modular formado por 3 módulos, podendo ser acoplados em conjuntos de dois.



Figura 59 - Veículo Eurotram (Fonte:<http://www.metrodoporto.pt>)

Neste capítulo serão detalhados os modelos numéricos tridimensionais desenvolvidos para o veículo ML 95, simples e duplo, e que envolve a modelação da caixa, dos bogies, do sistema passageiro-assento e do contacto roda-carril, e que serão utilizados no Capítulo 5, no estudo do comportamento dinâmico da ponte Luiz I sob ação de tráfego ligeiro.

4.2 VEÍCULO ML95

4.2.1 Descrição geral

As composições ML 95 entraram ao serviço em 1997/1998 nas linhas do Metro de Lisboa, tendo sido fabricadas 114 composições. Cada composição tem capacidade para transportar 48 passageiros sentados e 130 passageiros em pé.

O ML95 é composto por dois veículos motores com um comprimento igual a 16.24 m localizados nas extremidades, e um veículo reboque intermédio com um comprimento de 16.09 m. Ambos os veículos apresentam uma distância entre eixos dos bogies igual a 11.10 m e entre eixos dos rodados iguais a 2.10 m. A massa total do veículo, incluindo os bogies, é igual a 19,2 t, em ordem de marcha, e 31,6 t, em condições de carga máxima. Na Figura 60 apresenta-se o esquema de cargas do veículo ML95.

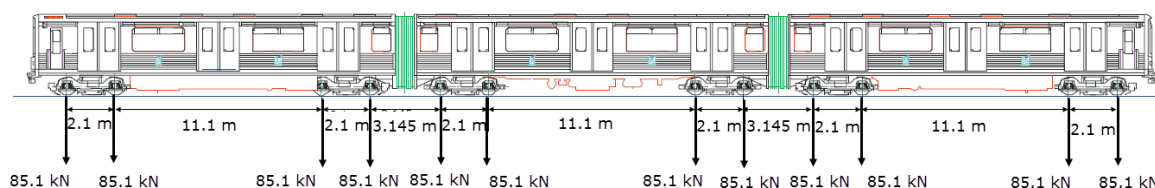


Figura 60 - Esquema de cargas do veículo ML95 (Fonte: adaptado de Pombo, 2004)

No Quadro 9 estão representadas características principais do veículo ML 95.

Quadro 9 - Características principais do veículo ML95 (adaptado de Pombo, 2004)

Velocidade máxima em serviço	90 km/h
Aceleração máxima	1 m/s ²
Travagem máxima	1.61 m/s ²
Raio mínimo de curva	60 m
Bitola	1.435 m
Distância entre rodas	1,5 m
Raio de rolamento roda	0,43 m (nova) 0,395 m (usada)
Peso do rodado (incluindo caixas, equipamento dos travões, etc)	1,109 Kg
Peso do bogie	4,200 Kg
Peso da caixa	11160 Kg
Altura do piso	1.155 m
Tipo de suspensão primária	Chevron
Tipo de suspensão secundária	Pneumática
Altura do veículo	3.523 m
Largura do veículo	2.789 m
Comprimento do veículo	16,09 m
Comprimento total do veículo	49,08 m

4.2.2 Bogie e suspensão primária

Os bogies envolvem um conjunto de elementos, nomeadamente os chassis, rodas, rolamentos, eixos, barras estabilizadoras e suspensões primárias, responsáveis pelo contacto da carroçaria com a via-férrea, com um papel importante na estabilidade e mudanças de direção.

Cada bogie do veículo ML95 é composto por um chassis em forma de H e construído em aço carbono, que inclui vigas transversais com secções retangulares ocas e apoiado por intermédio das suspensões primárias em 4 caixas de eixo localizadas nas extremidades dos eixos (Figura 61).

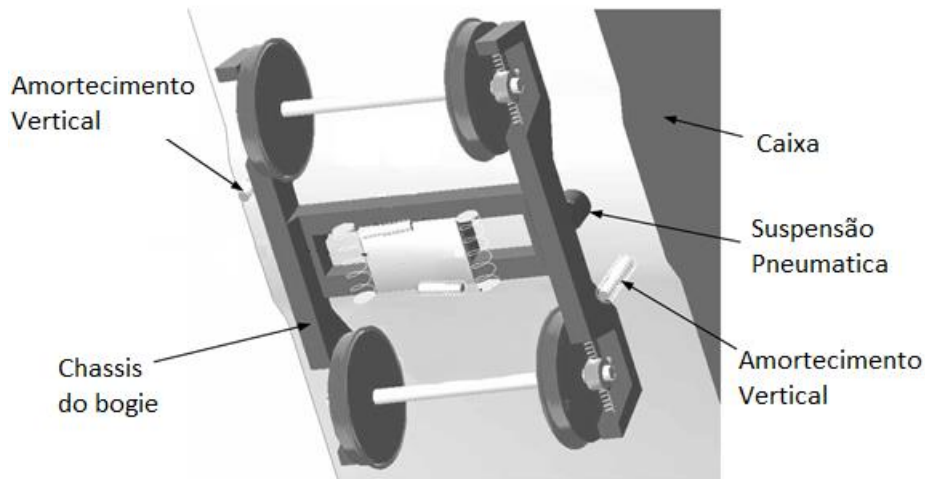


Figura 61 - Bogie ML95

A suspensão primária é constituída por 8 molas de borracha-metal do tipo “Chevron”, duas em cada caixa de eixo, conforme representado Figura 62. Os movimentos verticais dos elementos da suspensão primária são limitados por intermédio de uma biela e de um amortecedor, montado em cada caixa de eixo.

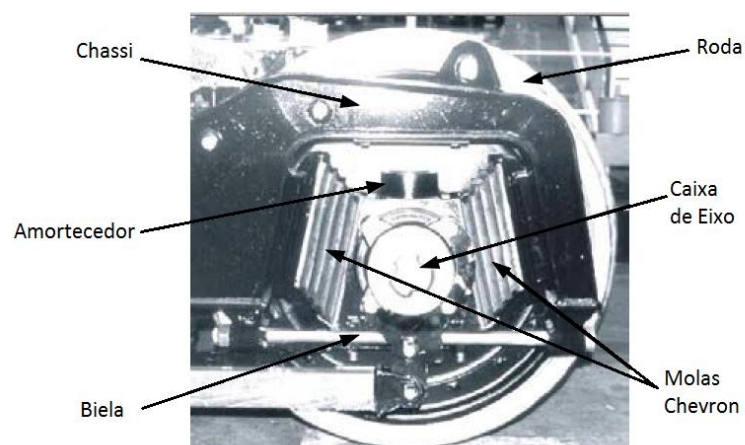


Figura 62-Suspensão primária e elementos do bogie (adaptado de Pombo, 2004)

4.2.3 Caixa e suspensão secundária

A carroçaria do veículo de reboque está apoiada em dois bogies através da suspensão secundária, composta por um conjunto de quatro suspensões pneumáticas e oito amortecedores, com objetivo de diminuir as vibrações induzidas na caixa pelas irregularidades da via, melhorando assim o conforto dos passageiros e diminuindo os problemas associados à fadiga estrutural (Figura 63).

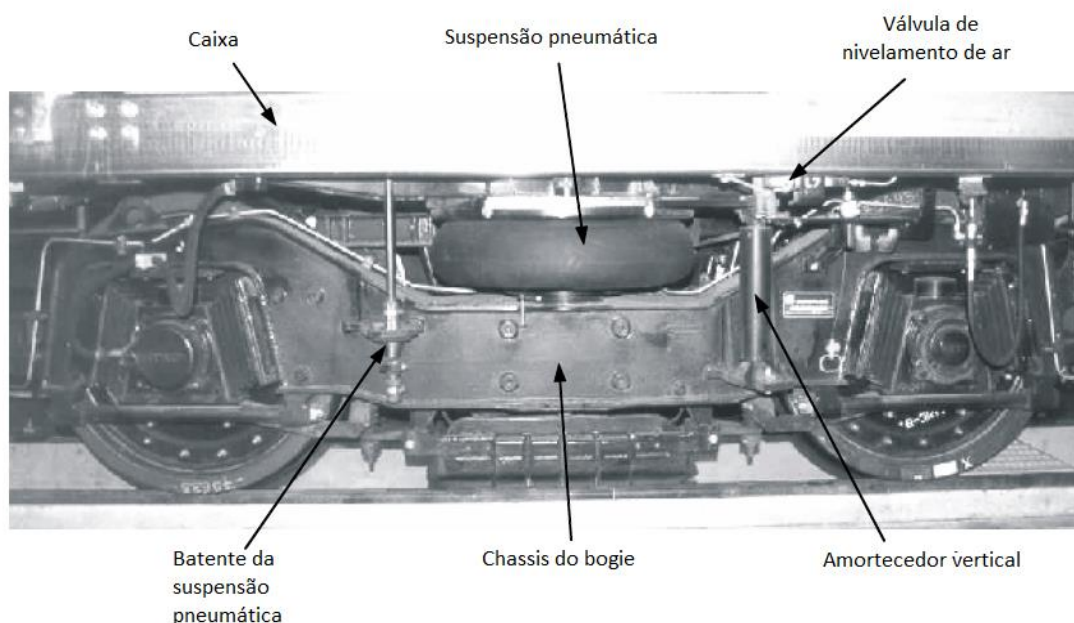


Figura 63- Suspensão secundária e elementos do bogie (adaptado de Pombo, 2004)

Cada suspensão pneumática, contém um batente hidráulico Chevron, fabricado com chapas metálicas intercaladas com borracha, que é montado como uma mola de série. Com esta disposição, se a alimentação pneumática falhar, a caixa fica diretamente suportada pelo batente.

Cada veículo tem um sistema de regulação da suspensão pneumática que mantém a altura da base do chassis constante, independentemente das cargas aplicadas sobre ele. O ajuste da altura é conseguido através de quatro válvulas de nivelamento de ar, cada uma controlando a altura das suspensões pneumáticas. A informação sobre a pressão média de todas as suspensões é usada pelos sistemas de tração e de frenagem das composições a fim de manter as acelerações e desacelerações independentes das cargas. Em paralelo com as suspensões pneumáticas há quatro amortecedores hidráulicos verticais.

4.3 MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.3.1 Descrição

A análise modal do veículo ML95 foi realizada com base num modelo numérico tridimensional simplificado de elementos finitos, desenvolvido no programa ANSYS. O modelo numérico incidiu unicamente num veículo reboque intermédio, que se assumiu idêntico, na perspectiva da modelação numérica, aos veículos motores.

Na Figura 64 encontra-se representado o modelo de corpos rígidos de elementos finitos 3D do veículo ML 95 assim como as respetivas condições de apoio.

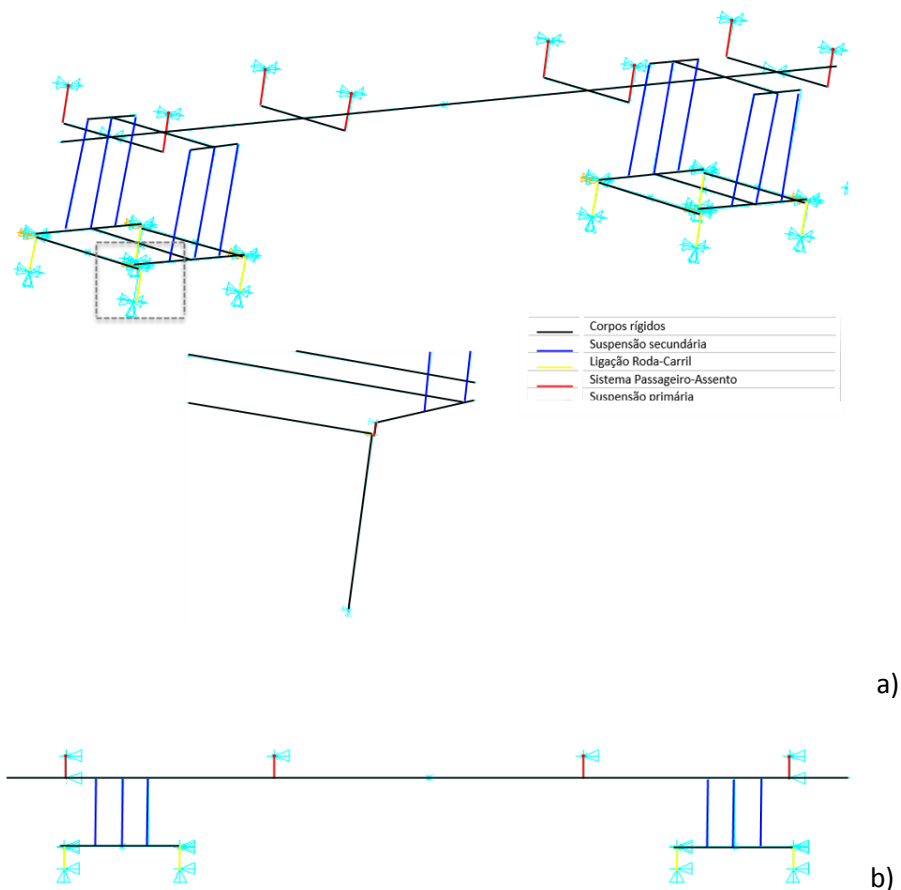


Figura 64- Modelo numérico ML 95 a)Vista geral; b) Vista alçado;

A caixa e os bogies do veículo foram modelados por intermédio de elementos de viga rígidos, enquanto as suspensões e os amortecedores foram modelados através de conjuntos mola-amortecedor. Adicionalmente foi modelado, de forma simplificada, o sistema passageiro-assento por intermédio de

um sistema de um grau de liberdade formado por uma massa sobre um conjunto mola-amortecedor. Foram adicionadas barras rígidas para possibilitar a localização correta dos sistemas passageiro-assento. As massas dos equipamentos localizados no sub-leito da caixa e nos bogies foram simuladas através de elementos de massa.

Este modelo tem como objetivo a análise dinâmica na direção vertical, por este facto, Nas barras rígidas que simulam a caixa, os bogies foram adicionados apoios que impeçam movimentos transversais. Nas barras que simulam os eixos foram ainda adicionados apoios que impedem a rotação em torno do eixo longitudinal. Estas condições de apoio visam impedir os movimentos do veículo na direção transversal e longitudinal uma vez que no âmbito do presente estudo apenas os movimentos de translação vertical e rotação segundo os eixos X e Y serão considerados nas análises dinâmicas

As características elásticas adotadas para os elementos de viga que simulam a caixa e os bogies e os subsistemas mola-amortecedor que simulam as suspensões, ligação roda-carril e sistema o sistema passageiro-assento, encontram-se indicadas no Quadro 10.

Quadro 10- Características dos elementos de viga utilizados na modelação do veículo

Elemento		Rigidez		Amortecimento (N.s/m)	Massa (Kg)
		EI (N/m²)	EA/L (N/m)		
Caixa		∞	∞	N/A	11160
Bogies		∞	∞	N/A	1982
Suspensão	Secundária	N/A	250× 10³	47.54 × 10³ 21.00× 10³	N/A
	Primária		1.28× 10⁶	55.41× 10³	
Ligação roda-carril			0.999× 10⁹	N/A	
Sistema passageiro-assento			58.4× 10³	1.658× 10³	

4.3.2 Corpos rígidos

O modelo tridimensional do veículo de reboque ML95, é descrito utilizando 7 corpos rígidos., nomeadamente, uma carroçaria, dois bogies e quatro eixos. A fim de reduzir o número de graus de liberdade, e a complexidade do modelo, as massas das caixas de eixo e das rodas foram modeladas no corpo rígido dos eixos, com os respetivos momentos de inércia.

Os corpos rígidos, relativos à caixa e aos bogies, foram modelados por elementos de viga de rigidez à flexão elevada ($EI \approx \infty$), tendo as massas sido distribuídas de acordo com a posição dos respetivos centros de gravidade, Figura 65. O corpo rígido que simula a carroçaria inclui ainda barras que permitiram o correto posicionamento dos pontos de ligação com os sistemas passageiro assento e com as suspensões secundárias.

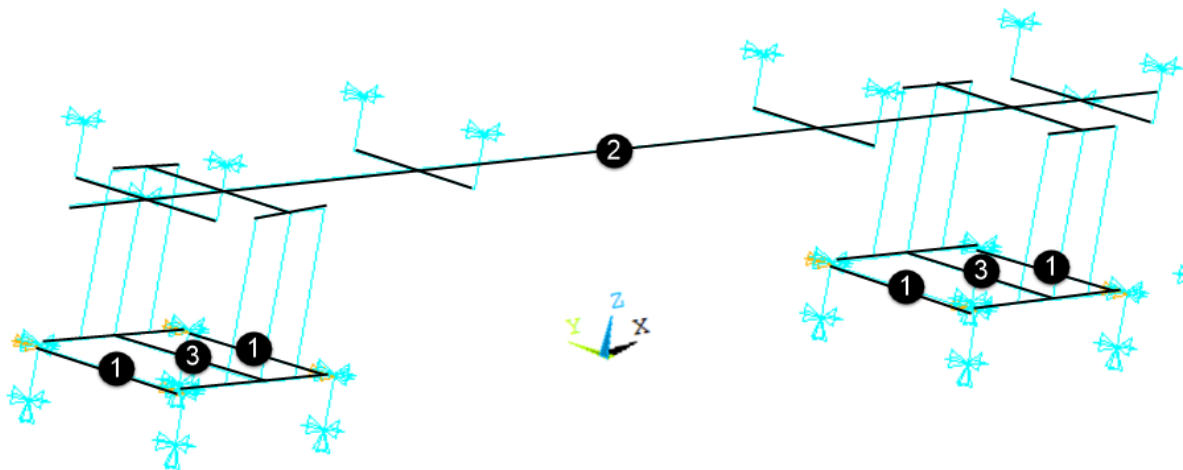


Figura 65 - Corpos rígidos do modelo

No Quadro 11 apresentam-se as principais propriedades associadas aos números acima representados para cada composição em particular das massas e dos valores dos momentos de inércia de massa segundos os eixos X,Y e Z (I_x , I_y , I_z).

Quadro 11-Propriedades de cada elemento rígido (Fonte: adaptado de Pombo, 2004)

Corpo Rígido		Massa (Kg)	Propriedades de Inércia (Kg.m ²)		
			I_x	I_y	I_z
1	Rodas	933	461.4	61.6	461.4
	Caixas de eixo	176	144.5	2.2	144.5
2	Caixa	11160	14952.9	225365.4	225365.4
3	Bogies	1982	1398.5	2667.0	1398.5

4.3.3 Suspensão primária

A suspensão primária é constituída por um grupo de ligações flexíveis que asseguram a transmissão de forças entre o bogie e a extremidade dos eixos. No bogie do veículo ML95, as molas do tipo “Chevron” da suspensão primária são modeladas por meio de dois elementos mola-amortecedor

tridimensionais Figura 66. Esses elementos que conectam cada eixo ao bogie, têm rigidez e propriedades de amortecimento definidos apenas para a direção vertical. As características destes elementos de mola-amortecedor e os corpos que eles se conectam são apresentados no Quadro 10.

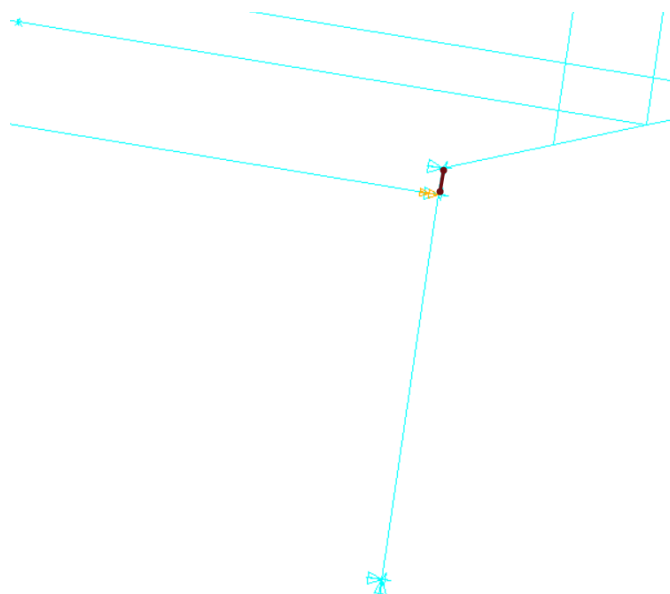


Figura 66 – Modelação da suspensão primária

4.3.4 Suspensão secundária

A suspensão secundária de um veículo ferroviário é constituída por um conjunto de molas e amortecedores, entre outros elementos de ligação, e possibilita a transmissão das forças entre a caixa e os bogies proporcionando um isolamento das vibrações na caixa induzidas pelas irregularidades da via.

No modelo do veículo ML95, a caixa é suportada pelos dois bogies através de quatro suspensões pneumáticas. A suspensão secundária é modelada com dois pares de elementos de mola-amortecedor que atuam apenas na direção vertical. Em paralelo com a suspensão pneumática, atuam quatro amortecedores hidráulicos verticais utilizados para a estabilização da caixa do veículo. As características dos elementos de mola e amortecedor que compõem esta suspensão e os corpos que eles conectam são apresentados no Quadro 10. Na Figura 67 encontra-se o modelo da suspensão secundária, em que o conjunto mola-amortecedor 1 simula a suspensão pneumática, e possui rigidez e amortecimento, enquanto que o conjunto mola amortecedor 2 simula o amortecedor hidráulico vertical e apenas possui amortecimento.

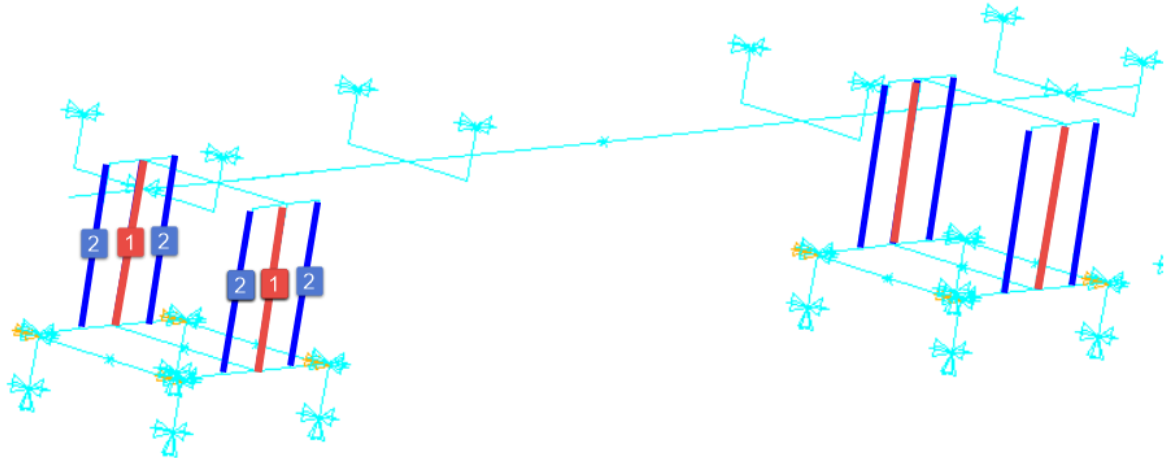


Figura 67 – Modelação suspensão secundária

4.3.5 Contacto roda-carril

A ligação roda-carril foi modelada através de um elemento de mola com comportamento unidirecional. A rigidez da ligação roda-carril foi estimada com base na expressão 2.6, considerando o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson do carril igual a 206 GPa e 0.296, respetivamente, a carga vertical transmitida pela roda igual a 75.340×10^3 N, e os raios da roda r_r , e do carril, r_c no ponto de contacto iguais a 0,43 m e 0,07 m, respetivamente.

A ligação roda-carril foi modelada por intermedio de elementos de viga com massa nula e rigidez axial em conformidade com as características destes elementos, $K_{rc} = 0,999 \times 10^9$ e a rigidez à flexão desprezável ($EI \approx 0$), conforme indicado no Quadro 10.

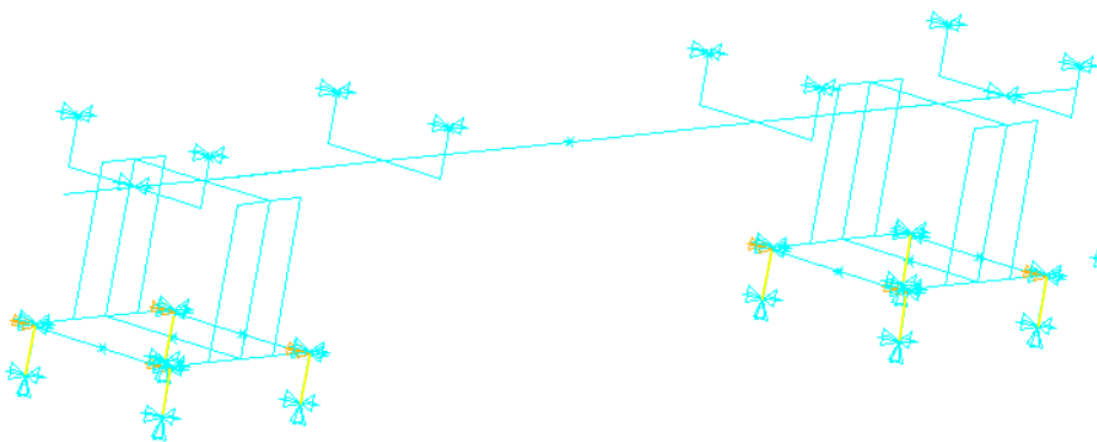


Figura 68 – Ligação roda-carril do modelo

4.3.6 Sistema assento-passageiro

O sistema assento-passageiro foi modelado de forma simplificada através de um sistema de 1 grau de liberdade formado por uma massa sobre um conjunto mola-amortecedor. Devido á falta de informação dos valores de rigidez e amortecimento do assento do veículo ML 95, as características dinâmicas do sistema passageiro-assento foram estimadas com base num ensaio dinâmico utilizado por Ribeiro (2012), para o assento de um veículo do comboio alfa pendular.

Desse ensaio dinâmico estimou-se que a uma rigidez do assento é igual a $58,4 \times 10^3$ N/m e um amortecimento igual a 1658,6 N.m/s, sendo que a frequência de vibração do sistema assento-passageiro se situou próxima de 4,3 Hz.

Foram apenas modelados alguns dos sistemas assento-passageiro, em particular os localizados em ambos os lados na zona superior dos bogies e nos 1/4 de vão, Figura 69 – Modelação do sistema assento-passageiro.

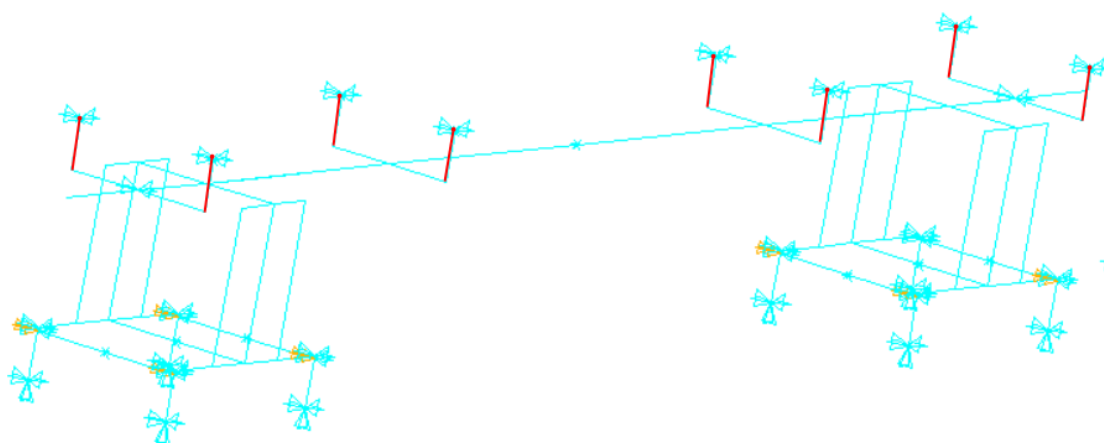


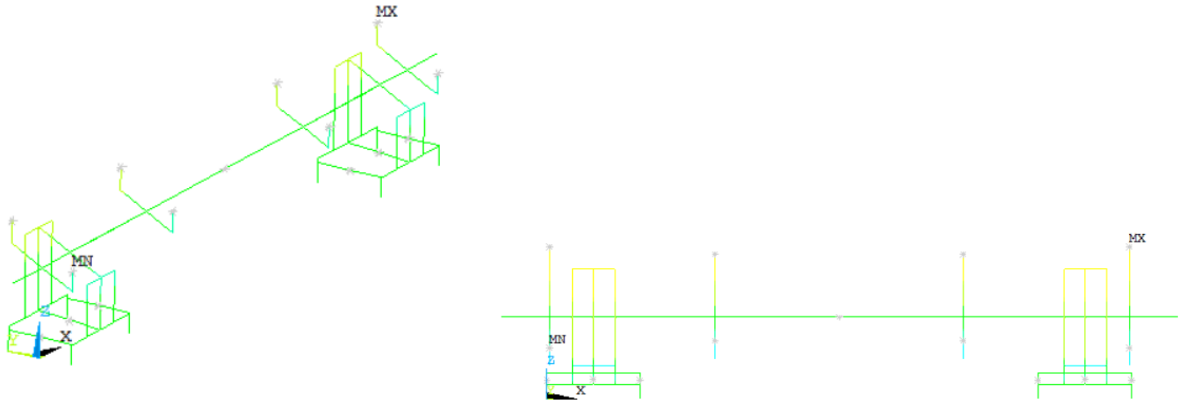
Figura 69 – Modelação do sistema assento-passageiro

4.4 PARÂMETROS MODAIS DO VEÍCULO ML95

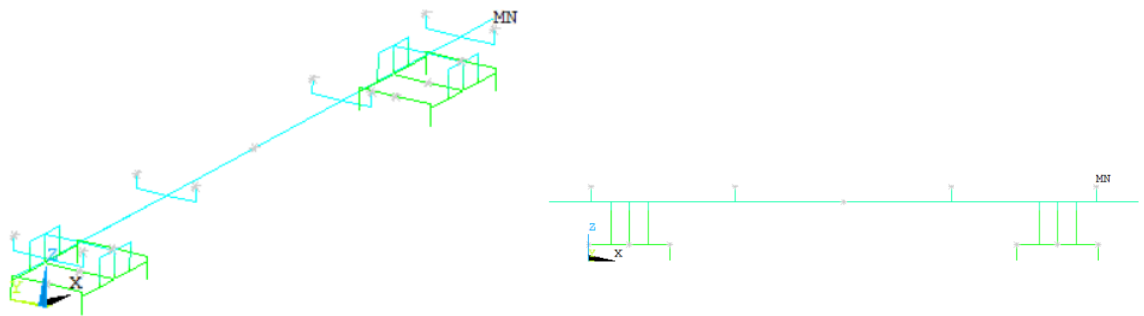
Na Figura 70, apresentam-se as configurações modais e frequências de vibração associadas aos primeiros modos das carruagens do veículo ML 95. Os três primeiros modos, com frequências de 1,03 Hz, 1,61 Hz e 1,97 Hz, envolvem essencialmente movimentos da caixa, em particular, movimentos de rotação (modos 1 e 3) e translação vertical da caixa (modo 2). Os modos com frequências de 4,30 Hz correspondem as vibrações do sistema assento-passageiro. Os outros três modos apresentados, com

frequências iguais a 7,347 Hz, 7,362 Hz e 7.86 Hz, correspondem a vibrações dos bogies, em particular movimentos de rotação dos bogies, 5º e 6º modos, e translação vertical do boie, 7º modo.

1º Modo - $f=1.03$ Hz



2º Modo - $f=1.61$ Hz



3º Modo - $f=1.97$ Hz

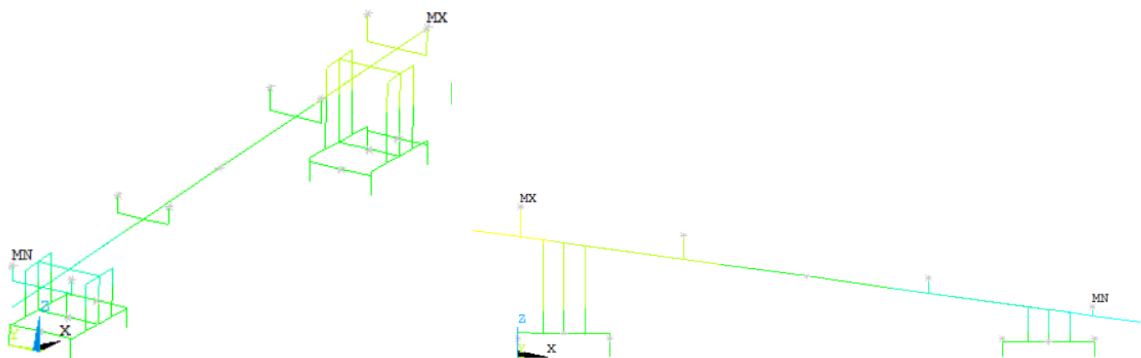
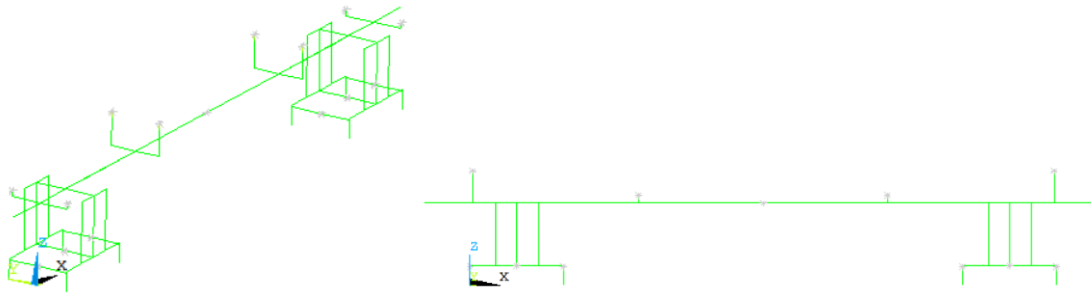
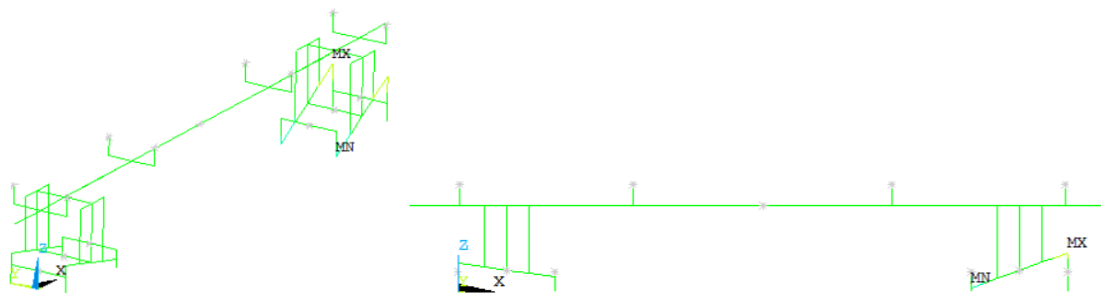


Figura 70 – Modos de vibração do veículo ML95

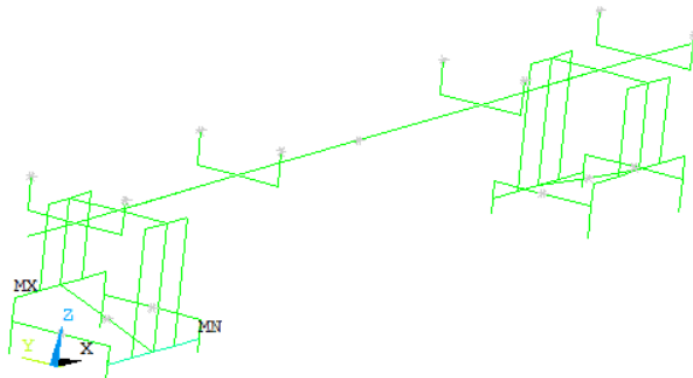
4º Modo - $f=4.30$ Hz



5º Modo - $f=7.35$ Hz



6º Modo - $f=7.36$ Hz



7º Modo - $f=8.64$ Hz

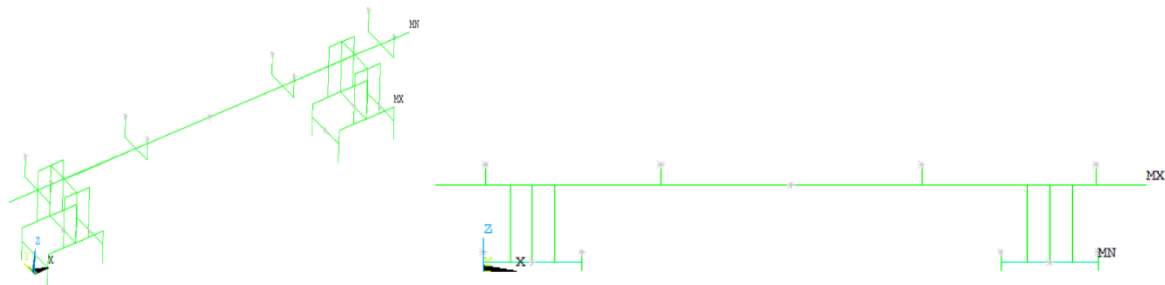


Figura 70 (continuação) – Modos de vibração do veículo ML95

5 ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO

Neste capítulo será feita uma análise aos efeitos dinâmicos da passagem do veículo do metro ao longo do tabuleiro superior da Ponte Luiz I. A resposta da estrutura é avaliada em função da: i) posição de controlo na secção transversal, ii) a dependência do tramo, iii) influência do tipo de veículo e da sua velocidade de circulação, iv) da influência da metodologia de análise dinâmica do sistema ponte-comboio (com e sem interação). É ainda realizada a verificação dos estados limite relativos à aceleração vertical do tabuleiro, ao conforto dos passageiros e ao conforto dos pedestres.

5.1 CENÁRIOS DE ANÁLISE

As respostas dinâmicas do modelo numérico foram geralmente obtidas por aplicação de uma metodologia no programa TBI “Train Bridge Interaction” (Ribeiro,2012). Para simulações interação, o programa recorre ao método da sobreposição modal na resolução do problema dinâmico da ponte. O incremento de tempo (Δt) adotado nas análises foi de 0,001 s. As acelerações e deslocamentos foram calculados tendo em consideração os contributos dos modos de vibração associados a frequências próprias até 30 Hz, de acordo com a norma EN 1990-A2 (2005).

As análises dinâmicas foram efetuadas para a passagem dos veículos do Metro do Porto e Metro de Lisboa, composições simples e duplas ao nível do tabuleiro superior, tendo sido consideradas velocidades de circulação no intervalo 20 km/h a 200 km/h. O período analisado para cada passagem corresponde á janela temporal entre o instante da entrada do primeiro eixo da primeira carruagem na ponte e o instante da saída do último eixo da última carruagem.

Os coeficientes de amortecimento modal adotados estão representados na Figura 71 por aplicação das expressões referenciadas no Quadro 1 Contudo para os 13 modos de vibração globais identificados por A. Cunha et. al no ensaio de vibração ambiental realizado, foram adotados os valores estimados a partir dos resultados experimentais.

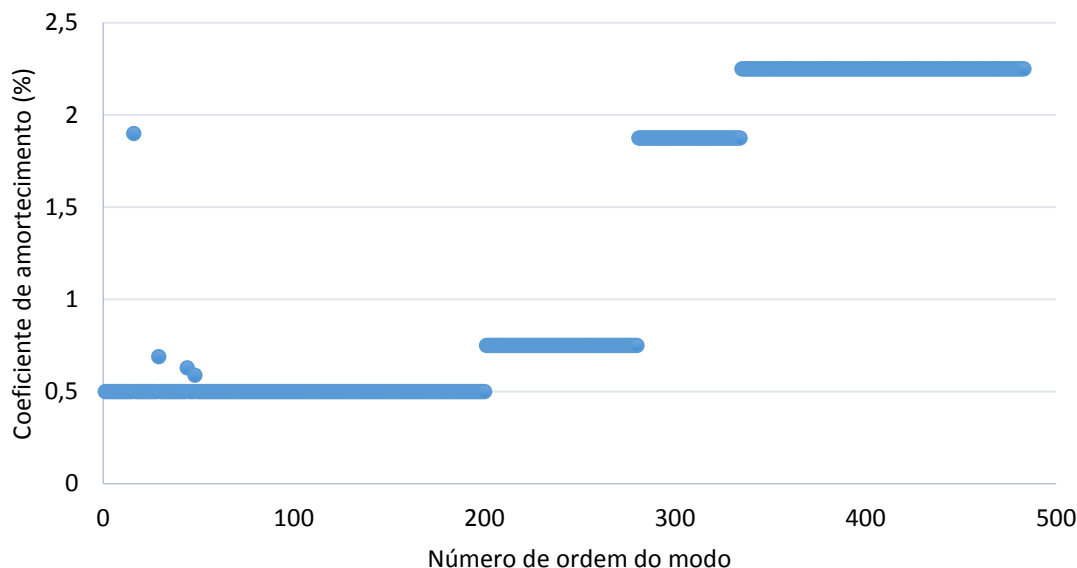


Figura 71-Coeficientes de amortecimento modais

Os coeficientes de amortecimento modal adotados foram de 0,5 %, para os modos de vibração com número de ordem entre 0 e 200, que mobilizam vãos superiores a 20 metros, para os modos que mobilizam vãos inferiores a 20 metros foram utilizados coeficientes de 0,75 %, para modos com número de ordem entre 201 e 280, 1,875 % entre 281 e 334, e 2,25 % para os restantes.

Na Figura 72 encontram-se identificados os tramos da ponte e as designações atribuídas às várias secções analisadas para controlo da resposta dinâmica do tabuleiro superior, coincidindo de uma forma geral com os meios vão, terços de vão, e os apoios.

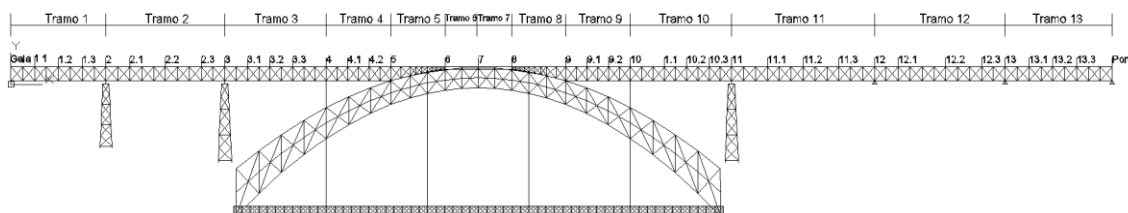


Figura 72 – Identificação dos tramos da ponte e das secções de controlo de resposta dinâmica

As variáveis de controlo da resposta dinâmica da ponte foram os deslocamentos e acelerações verticais ao nível do tabuleiro superior e as acelerações verticais registadas no interior do veículo. Os aspetos cujo impacto foi avaliado foram, a variabilidade da resposta consoante o ponto de controlo da secção transversal (Secção 5.2), a dependência do tramo (Secção 5.3), a influência do tipo de veículo (Secção

5.4) e da sua velocidade de circulação (Secção 5.5) e a influência da metodologia de análise dinâmica do sistema ponte-comboio (Secção 5.6).

5.2 INFLUÊNCIA DO PONTO DE CONTROLO NA SECÇÃO TRANSVERSAL

De forma a compreender adequadamente o comportamento da estrutura ao nível da secção transversal do tabuleiro superior por cada uma seleccionada foram analisadas as respostas dinâmicas em 7 pontos de controlo, representados na Figura 73, correspondentes a pontos das cordas (1,2,3 e 4), de extremidades das consolas (6 e 7) e de ligação da carlinga á longarina nas proximidades da via (5).

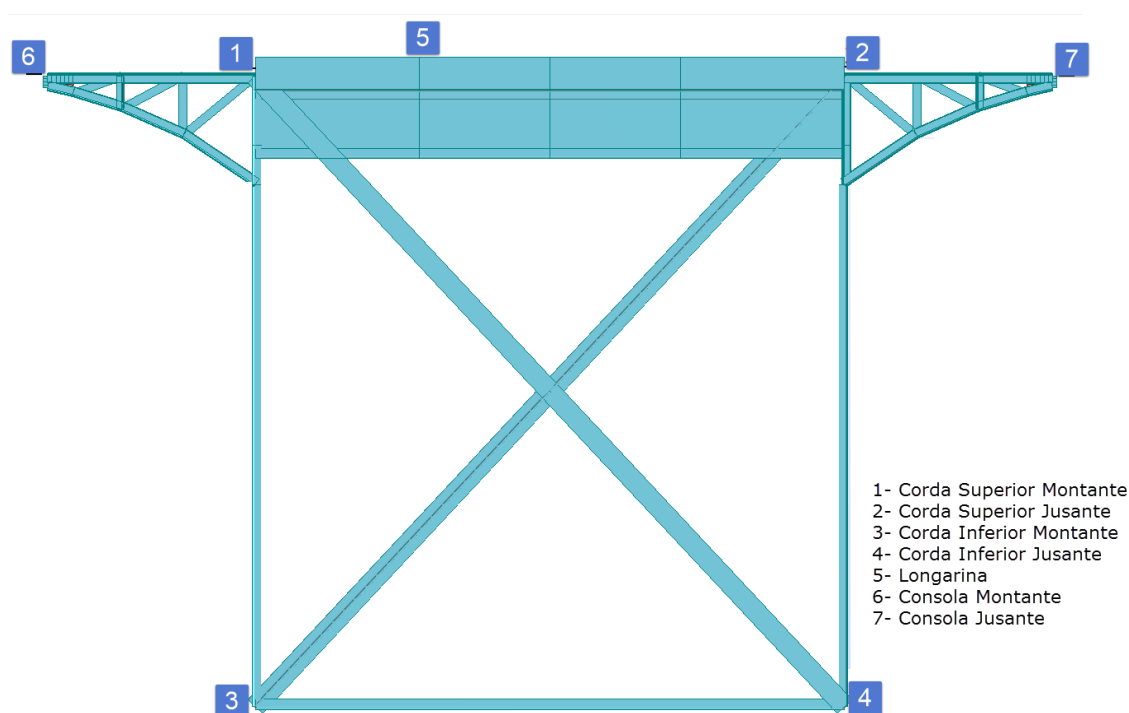
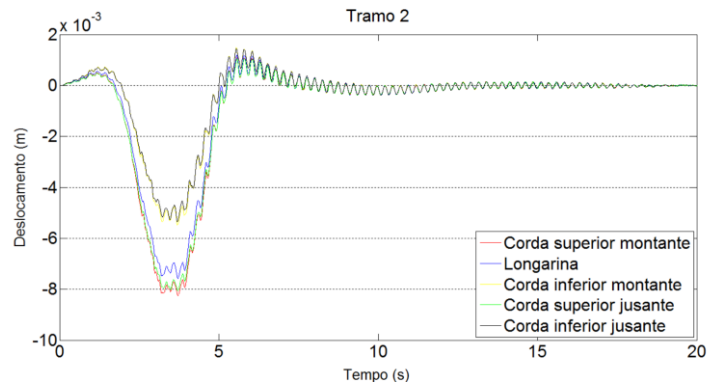


Figura 73 - Corte transversal do tabuleiro superior com indicação dos pontos de controlo da resposta

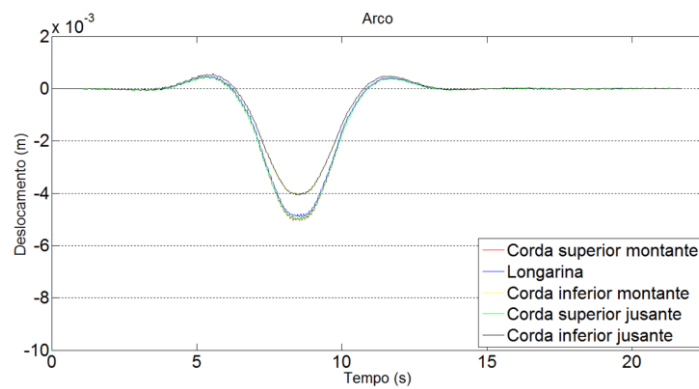
Atendendo à vasta quantidade de resultados obtidos procura-se em seguida apresentar os mais representativos do comportamento dinâmico da ponte.

A Figura 74 exhibe os deslocamentos a meio vão do tramo 2, do coroamento arco (tramo 7) e do tramo 11, para a passagem do veículo ML Simples, a uma velocidade de 80 km/h. A simulação da passagem do veículo é feita do encontro de Gaia para o Encontro do Porto, (Sul-Norte) do lado montante da ponte, na via junto da corda superior montante e para a longarina mais próxima. As análises foram

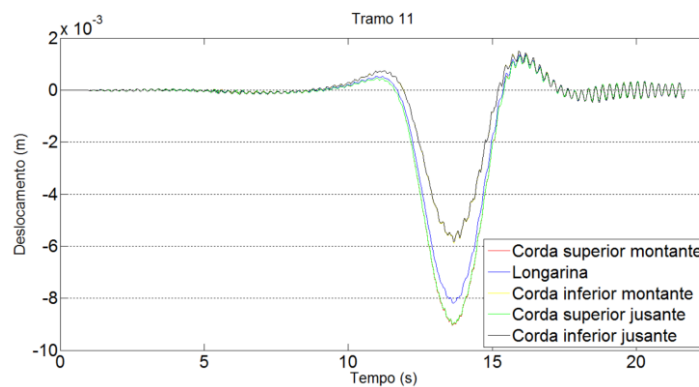
realizadas considerando o veículo simulado por cargas móveis e sem contemplar a interação com a ponte.



a)



b)



c)

Figura 74 - Deslocamentos a meio vão do tramo 2 (a), do coroamento do arco (b) e do tramo 11 (c)

A observação da Figura 74 permite verificar que os maiores valores do deslocamento ocorrem quando o veículo passa sobre a secção analisada, atingindo os maiores valores nos nós das cordas a montante, superior e inferior. O nó da longarina apresenta valores algo inferiores, no entanto maiores do que os das cordas a jusante, tornando manifesta a influência do lado da secção em que ocorre a passagem do veículo. É ainda possível também observar que a diferença dos deslocamentos entre ambos os lados é maior nos tramos do que no arco, devendo-se tal facto à maior rigidez do arco em relação à dos tramos.

A Figura 75 apresenta os valores obtidos no coroamento do arco e no tramo 11 para a passagem do veículo Metro do Porto a 80 km/h, que serviram para comparar a configuração dos gráficos com resultados obtidos anteriormente, para os mesmos tramos a uma velocidade de 90 km/h, por Calçada et. al 2002.

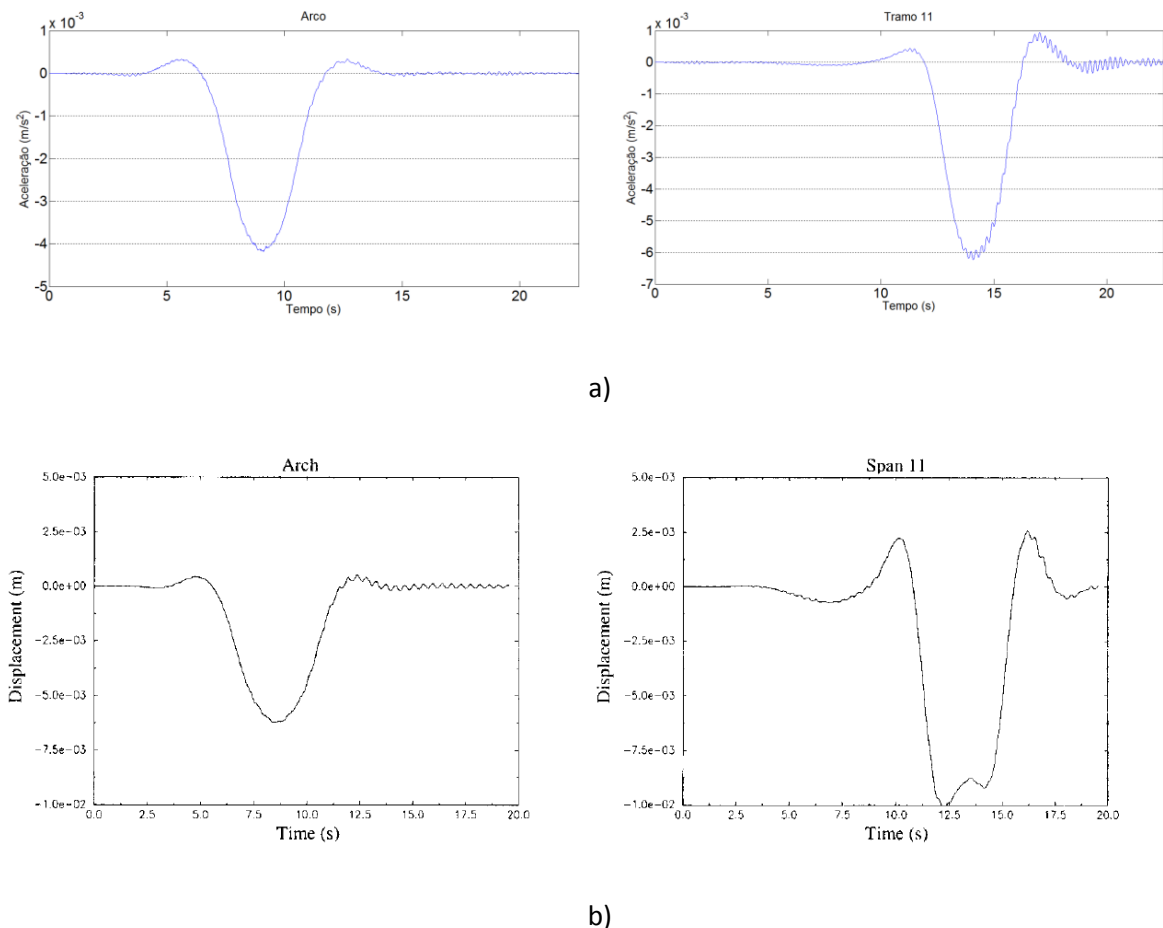
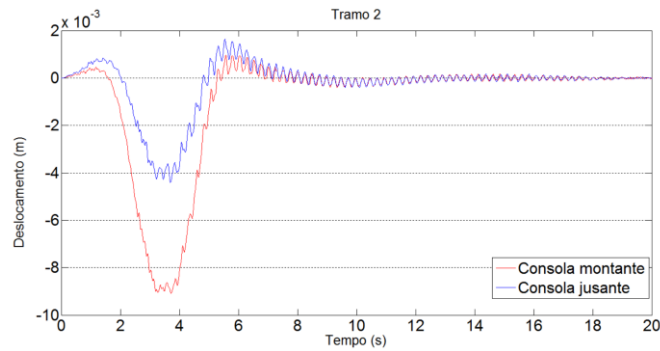
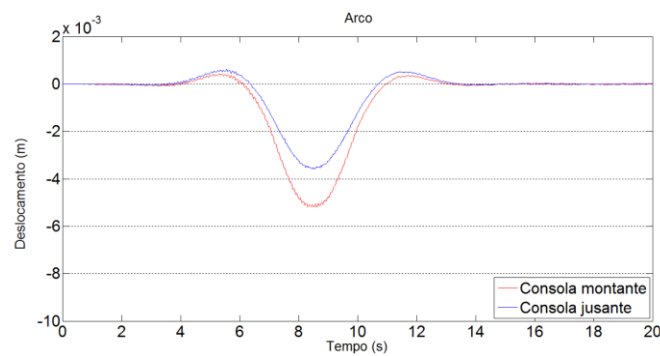


Figura 75 - Resultados de deslocamentos do arco e tramo 11, a) no presente trabalho; b) Calçada et. al 2002

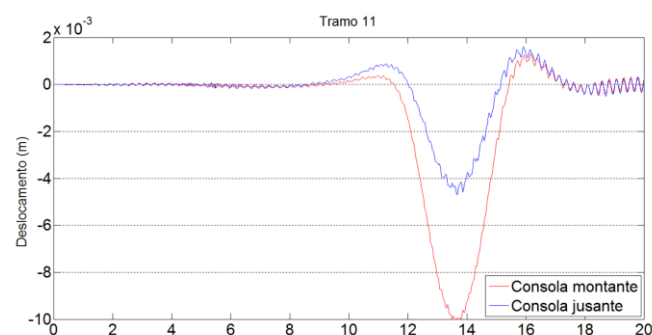
Os valores dos deslocamentos das consolas no tramo 2, arco e tramo 11, estão representados na Figura 76. Mais uma vez é possível observar que os elementos do lado montante são os mais deformados aquando a passagem do veículo, conforme expectável sendo os valores registados ligeiramente mais elevados em relação aos valor verificados nas cordas.



a)



b)



c)

Figura 76 - Deslocamentos nas consolas no tramo 2 (a), arco (b) e tramo 11 (c)

No que diz respeito às acelerações, na Figura 77, estão representados os registos das acelerações obtidas para os pontos de controlo de 1 a 7 de secção de meio vão do tramo 2.

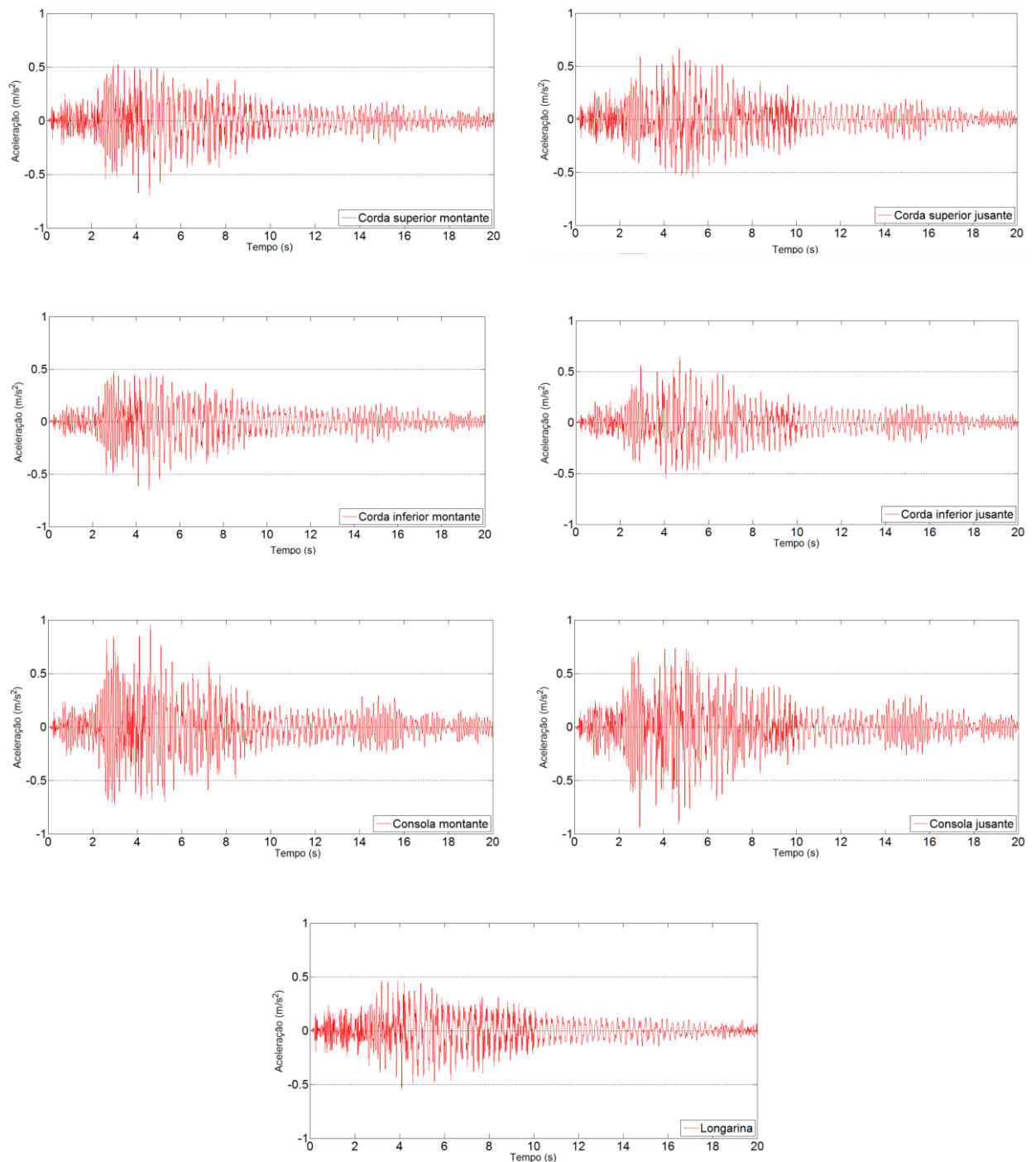


Figura 77 - Acelerações dos pontos de controlo 1 a 7 da secção de meio vão do tramo 2

Da observação dos registos é possível constatar que o valor máximo da aceleração na corda superior montante é de $0,69 \text{ m/s}^2$, superior aos valores homólogos registados na corda superior jusante e longarina, $0,669 \text{ m/s}^2$ e $0,54 \text{ m/s}^2$, respetivamente. O mesmo se verifica ao nível das cordas inferiores, as quais exibem valores inferiores. As consolas são os elementos que acelerações mais altas, atingindo máximos próximos de $0,96 \text{ m/s}^2$, um facto expectável por serem elementos em consola.

Contrariamente ao que ocorre para os deslocamentos, os valores das acelerações apresentam uma menor variabilidade entre diferentes lados, montante e jusante do tabuleiro superior.

5.3 VARIABILIDADE DA RESPOSTA EM FUNÇÃO DO TRAMO

Esta secção tem com objetivo avaliar o impacto da resposta dinâmica nos diferentes tramos à passagem dos veículos de metro e identificar as regiões suscetíveis de experimentarem os maiores valores de deslocamentos e acelerações.

Na Figura 78 são apresentados os gráficos dos deslocamentos estimados para os nós da corda superior montante a meio vão dos principais tramos do tabuleiro superior sujeito à passagem do veículo ML Simples a uma velocidade de 80 Km/h , sem interação.

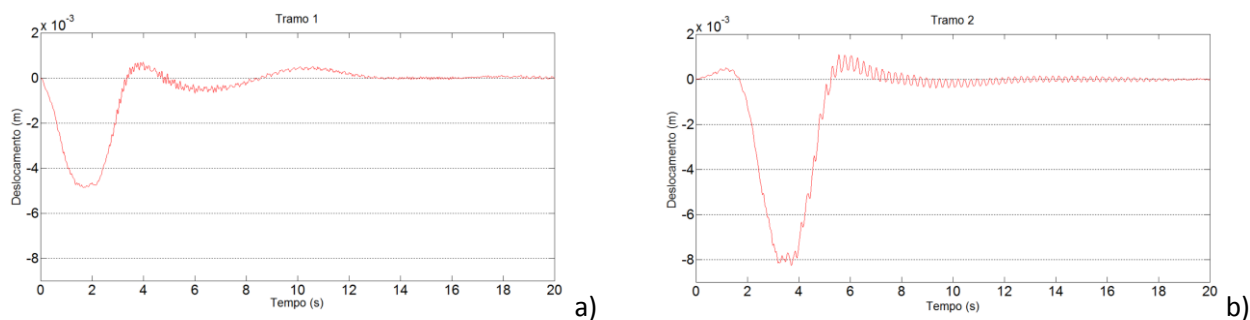


Figura 78 - Deslocamentos das cordas superiores montante a meio vão dos principais tramos do tabuleiro superior para a passagem do veículo ML 95 simples; a) tramo 1; b) tramo 2; c) tramo 3; d) tramo 4; e) arco; f) tramo 9; g) tramo 10; h) tramo 11; i) tramo 12 ; j) tramo 13

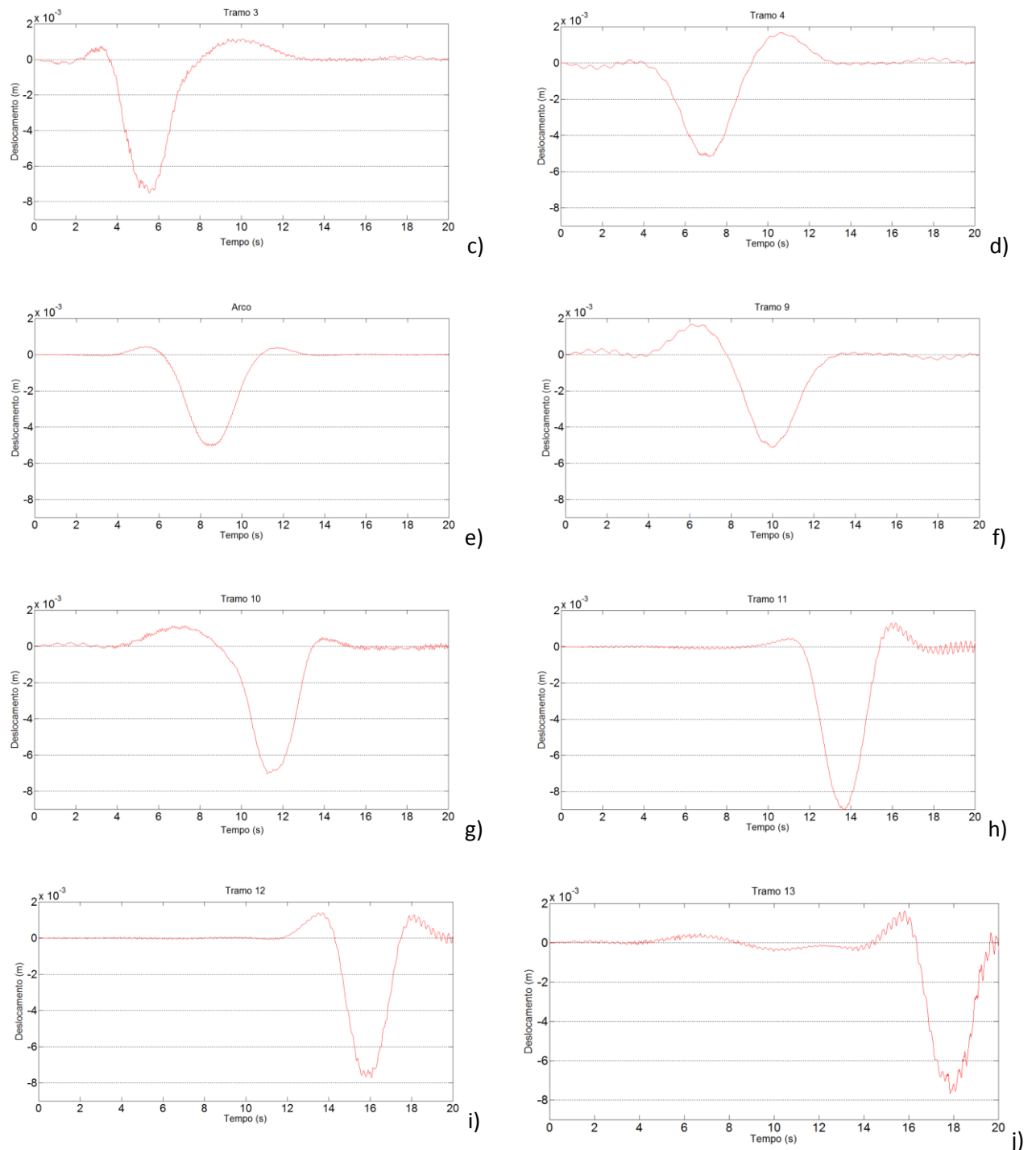


Figura 78 (continuação) - Deslocamentos das cordas superiores montante a meio vão dos principais tramos do tabuleiro superior para a passagem do veículo ML 95 simples; a) tramo 1; b) tramo 2; c) tramo 3; d) tramo 4; e) arco; f) tramo 9; g) tramo 10; h) tramo 11; i) tramo 12 ; j) tramo 13

Da análise dos gráficos é possível constatar que os deslocamentos máximos ao longo da ponte variam entre 5,03 mm e 8,99 mm, correspondendo ao coroamento do arco e ao meio vão do tramo 11, respetivamente. Verifica-se ainda que os maiores deslocamentos ocorrem nos tramos 2, 11, 12 e 13, zonas onde o efeito do arco é mais discreto e por isso tem menor impacto.

A Figura 79 apresenta a evolução dos deslocamentos máximos registados ao longo do tabuleiro superior, da corda superior montante a 1/3 e 1/2 de cada tramo para a passagem do veículo ML Simples a 80 km/h.

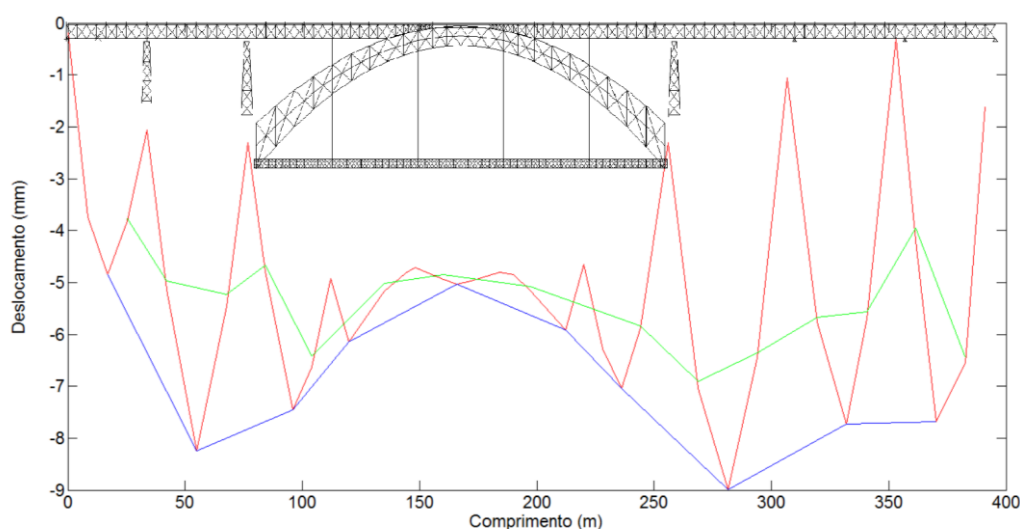


Figura 79 - Deslocamentos máximos da corda superior montante a 1/3 e a 1/2 vão dos tramos do tabuleiro superior para a passagem do veículo ML Simples.

Na zona do arco é possível observar uma resposta simétrica dos tramos 4 e 9 em relação ao coroamento do arco e à posição do veículo durante a passagem, devido ao igual comprimento e iguais condições de apoio.

É também possível constatar que os valores máximos foram registados nos tramos de aproximação ao arco, ou seja, os tramos 2 e 11. Por sua vez o efeito do arco faz com que resposta máxima nos tramos 3, 4 e 5 apresentem uma redução gradual, com o valor mais baixo a ser registado no coroamento do arco. Os valores máximos registados a 1/3 de vão dos tramos são “geralmente” inferiores aos registados a 1/2 vão.

Relativamente às acelerações ao longo do tabuleiro superior, na Figura 80 são ilustrados os valores obtidos na corda superior montante para a passagem do mesmo veículo a 80km/h.

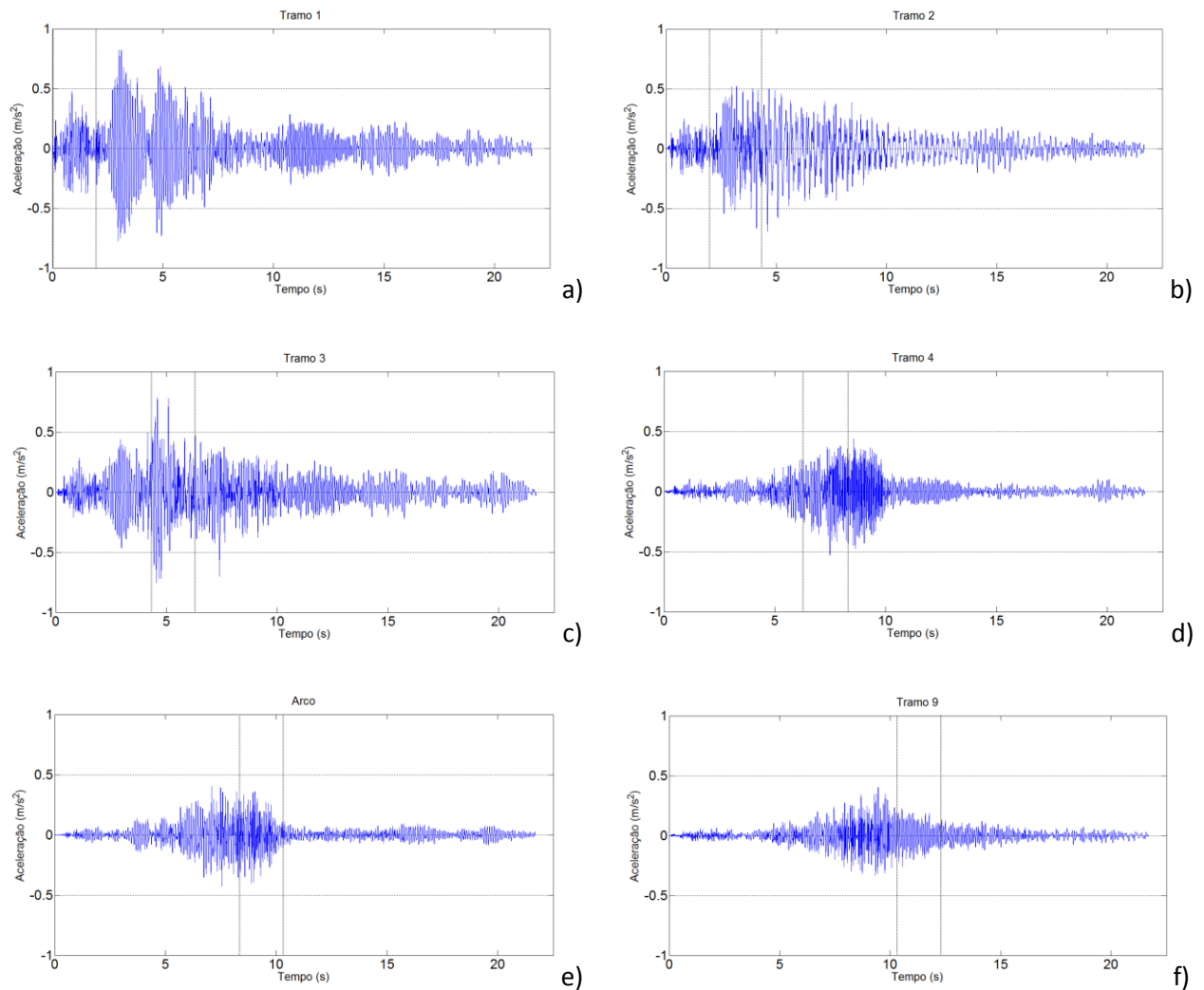


Figura 80- Deslocamentos das cordas superiores montante a meio vão dos principais tramos do tabuleiro superior para a passagem do veículo ML 95 simples; a) tramo 1; b) tramo 2; c) tramo 3; d) tramo 4; e) arco; f) tramo 9; g) tramo 10; h) tramo 11; i) tramo 12

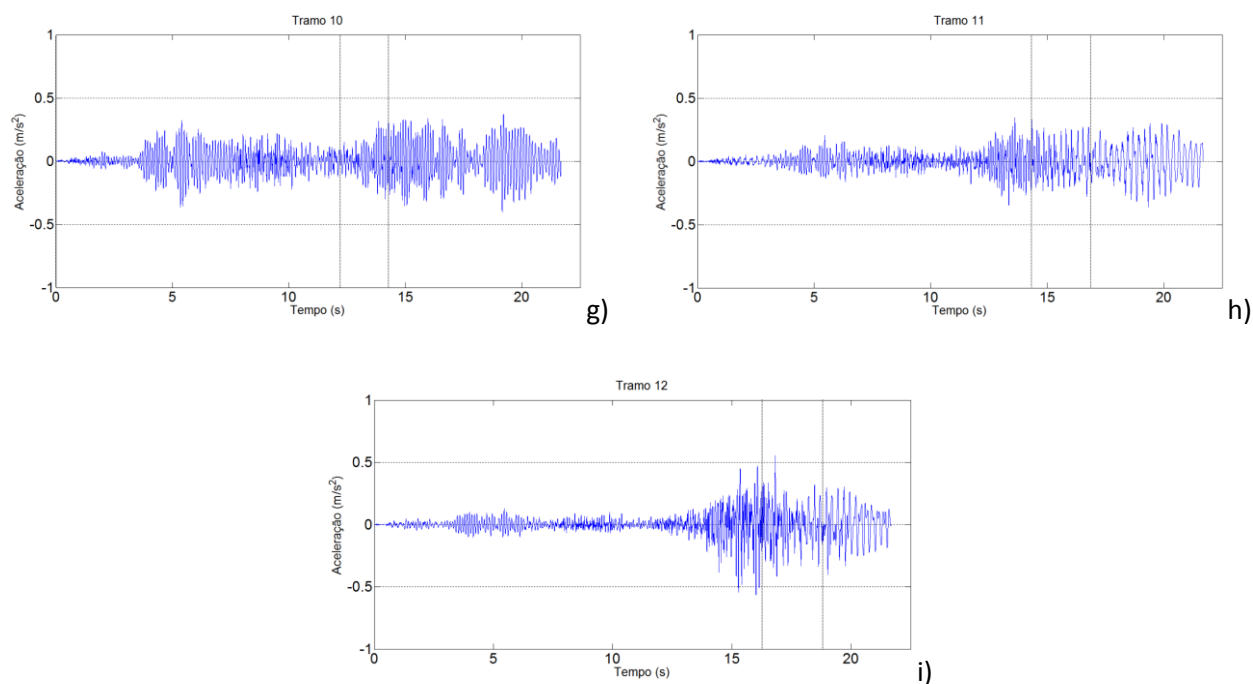


Figura 80 (continuação)- Deslocamentos das cordas superiores montante a meio vão dos principais tramos do tabuleiro superior para a passagem do veículo ML 95 simples; a) tramo 1; b) tramo 2; c) tramo 3; d) tramo 4; e) arco; f) tramo 9; g) tramo 10; h) tramo 11; i) tramo 12

Os resultados permitem concluir que os valores máximos das acelerações são registados no tramo 1 ($0,82 \text{ m/s}^2$), e que os valores mais elevados das acelerações ocorrem para os tramos da margem de Gaia, do lado da entrada do veículo na ponte (tramos 1, 2 e 3), sendo que no tramo 4 já se nota o efeito de blindagem do arco. Na análise à evolução temporal das acelerações de cada tramo é possível observar o efeito de continuidade entre tramos, uma vez que a passagem de tráfego nos tramos vizinhos gera ainda níveis de aceleração significativos no tramo em análise. No caso do tramo 1 observa-se inclusivamente uma amplificação das acelerações aquando a passagem do veículo pelos tramos 2 e 3, registando-se um incremento dos valores de aceleração de pico de $0,48 \text{ m/s}^2$ para $0,82 \text{ m/s}^2$.

5.4 INFLUÊNCIA DO VEÍCULO

Nesta secção pretende-se avaliar a influência na resposta dinâmica da passagem de diferentes tipos de veículos, neste caso os veículos do Metro do Porto e Metro de Lisboa, na configuração simples e duplo. Na Figura 81 são apresentados os registos de deslocamentos e acelerações correspondentes à

corda superior montante, a meio vão do tramo 2 para a passagem do veículo do Metro de Lisboa, em composição simples (ML-Simples), Figura 81 a) e dupla (ML- Dupla), Figura 81 b), sem interação. Para facilitar a interpretação dos resultados são também incluídos os auto-espectros normalizados das acelerações e a assinatura dinâmica do comboio, determinada de acordo com as indicações de Ribeiro (2012).

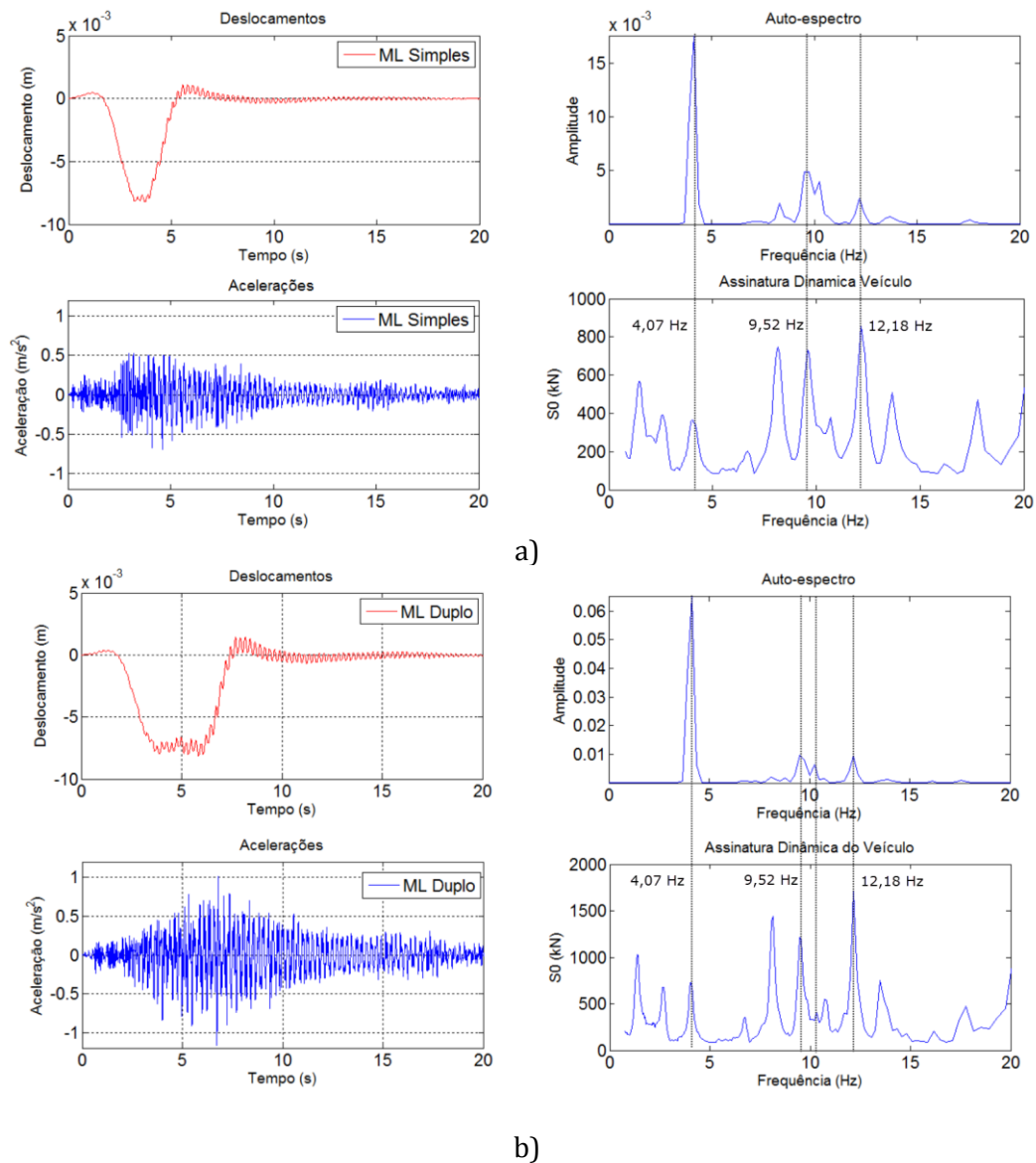


Figura 81 – Resposta em deslocamentos e acelerações a 1/2 vão do tramo 2 para a passagem do veículo Metro de Lisboa, composição simples(a) e dupla (b), a uma velocidade de 80 km/h

Para a passagem do veículo ML-simples a 80 Km/h é possível observar que a resposta em deslocamento é controlada essencialmente pelo efeito quase estático do carregamento, atingindo um

valor máximo de 8,25 mm. No que diz respeito as acelerações, os valores máximos obtidos são próximos de 0,7 m/s².

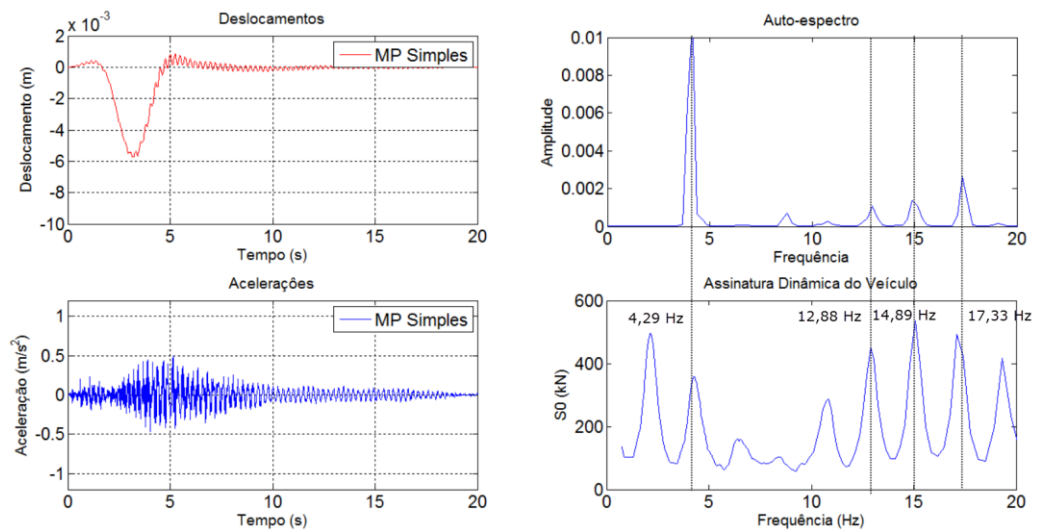
Para a passagem do veículo ML-duplo à mesma velocidade, os deslocamentos atingem valores máximos semelhantes e próximos de 8,15 mm. No entanto a componente estática verifica-se por mais tempo, pelo facto de o veículo ter o dobro do comprimento. Pelo contrario, as acelerações atingem valores de pico superiores em mais de 65%, atingindo 1,17 m/s².

A resposta dinâmica do tramo é dominada pelo contributo dos modos de vibração que mobilizam especialmente a deformação vertical do tramo 2, isto é do 6º (4,07 Hz) e 24º (9,93 Hz) modos de vibração vertical, assim como o 15º modo de torção com uma frequência igual 12,24 Hz.

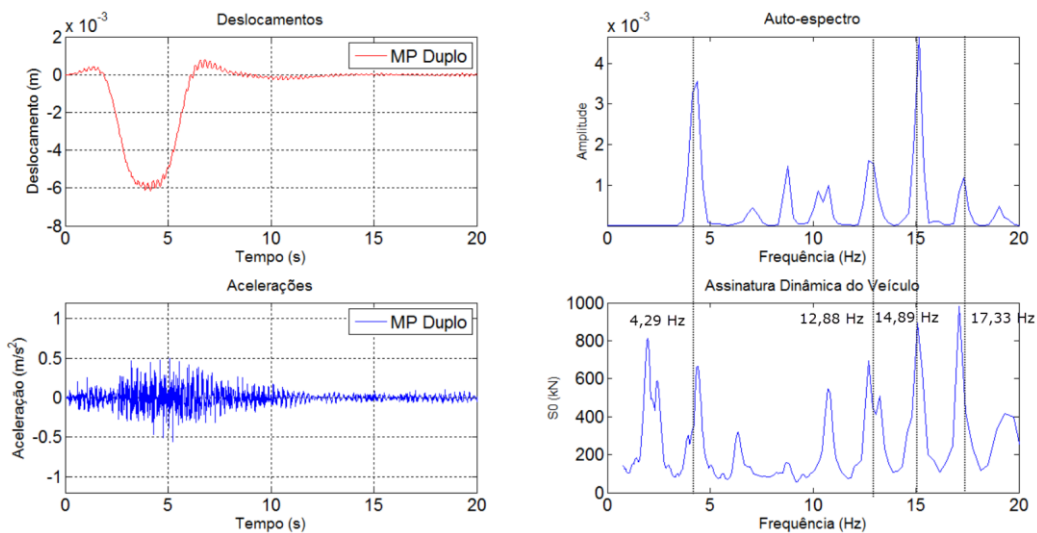
O desvio entre as frequências dos modos estimados através do modelo e as frequências associadas as máximas amplitudes do auto-espectros das acelerações podem ser justificadas por: i) devido às incertezas no calculo do auto-espectros que redundam num correspondente erro, Δe ; ii) devido ao facto de parte da massa do comboio estar acoplada á massa da estrutura, o que faz aumentar a massa associada a cada modo de vibração e deste modo haver uma tendência para a redução das respetivas frequências de vibração.

Este assume o valor de 0,244 Hz, resultado da expressão $[\Delta e = 1/(\Delta T \times n)]$, onde n é o número de pontos considerado na estimativa da FFT, neste caso igual a 4096, e ΔT é o incremento de tempo considerado no calculo das series temporais, neste caso igual a 0,001 s.

Na Figura 82 apresentam-se em deslocamentos e acelerações para a corda superior montante, a meio vão do tramo 2 para a passagem do Metro do Porto em composição simples (MP-simples) e dupla (MP-Duplo).



a)



b)

Figura 82 – Resposta em deslocamentos e acelerações a 1/2 vão do tramo 2 para a passagem do veículo Metro do Porto, composição simples(a) e dupla (b), a uma velocidade de 80 km/h

Nas mesmas condições de análise do Metro de Lisboa, é possível observar que os deslocamentos para a passagem do Metro do Porto, composição simples, apresentam valores mais baixos ($\approx 5,75$ mm), sobretudo pelo facto de o valor das cargas por eixo serem menores. Consequentemente também apresenta valores máximos das acelerações inferiores ($\approx 4,97$ m/s²).

A resposta dinâmica do tramo 2 tem o contributo de alguns modos de vibração adicionais em relação à passagem do Metro de Lisboa, nomeadamente o 30º (14,01 Hz), o 38º (17,45nHz) e o 40º (21,08 Hz), todos eles de frequências mais elevadas.

No caso de circulação da composição dupla as conclusões são em tudo semelhantes, sendo o deslocamento máximo de 6,17 mm, e a aceleração de pico próxima dos 0,56 m/s², destacando-se ainda assim o contributo significativo de mais um modo de torção (9º), com frequência de 7,23 Hz.

Agrupando os resultados obtidos para as 4 diferentes composições analisadas (Figura 83), constata-se que o veículo cuja passagem produz efeitos mais graves na estrutura é o do Metro de Lisboa, composição dupla, que apresenta deslocamentos e acelerações de maior amplitude.

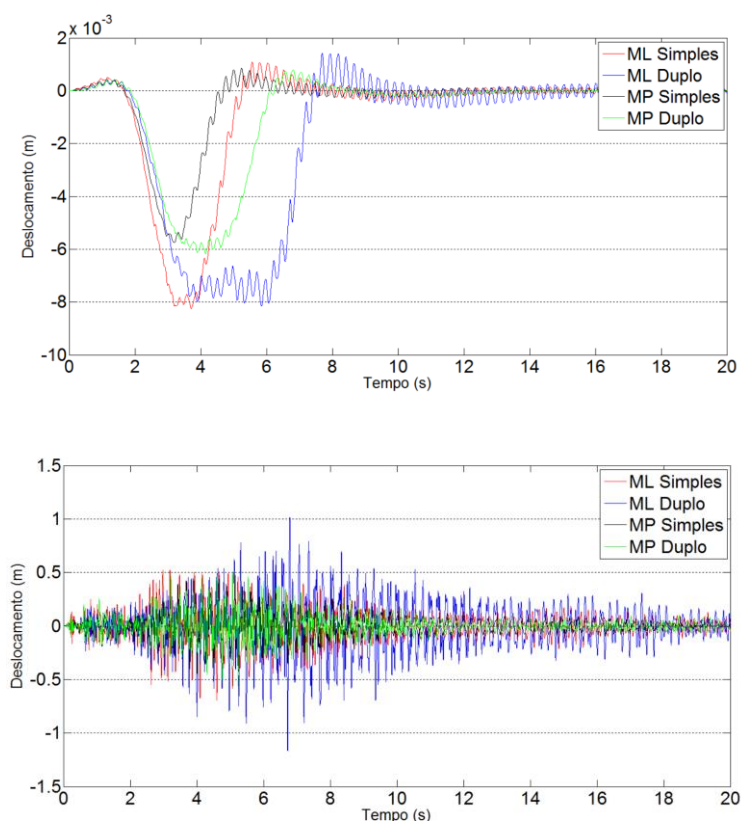
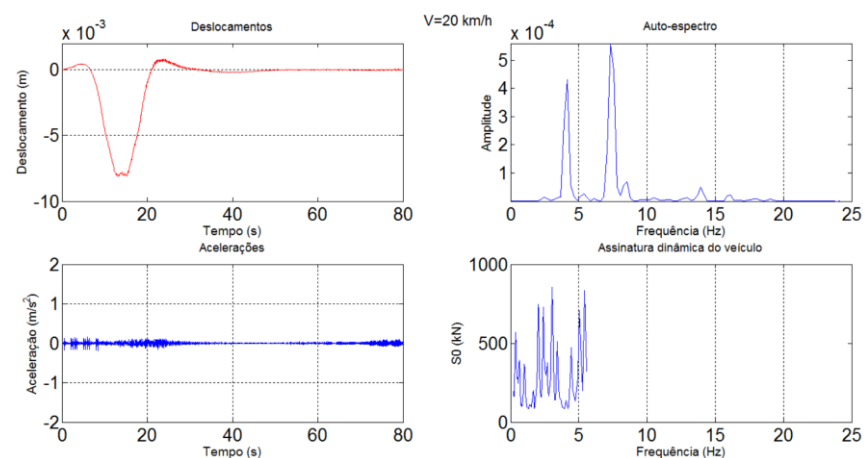


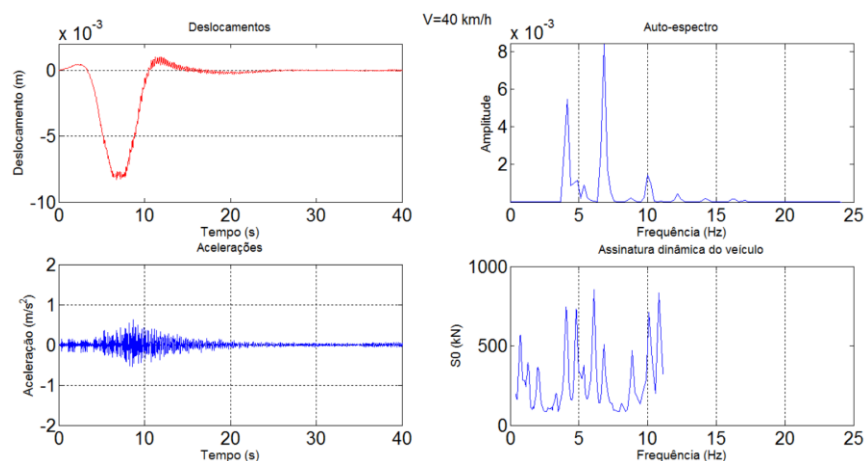
Figura 83 – Registos dos deslocamentos e acelerações no tramo 2 para a passagem dos 4 veículos a uma velocidade de 80 km/h

5.5 INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE

Nesta secção pretende-se avaliar a influência da velocidade de circulação dos veículos na resposta dinâmica da ponte. Na Figura apresentam-se as respostas de deslocamentos e acelerações a 1/2 vão do tramo 2, para a corda superior montante para a passagem do veículo ML Simples, a velocidades de circulação entre 20 e 200 km/h, com um passo de 20 km/h. São também incluídos os auto-espectros normalizados das acelerações e a assinatura dinâmica do comboio, determinada de acordo com as indicações de Ribeiro (2012).

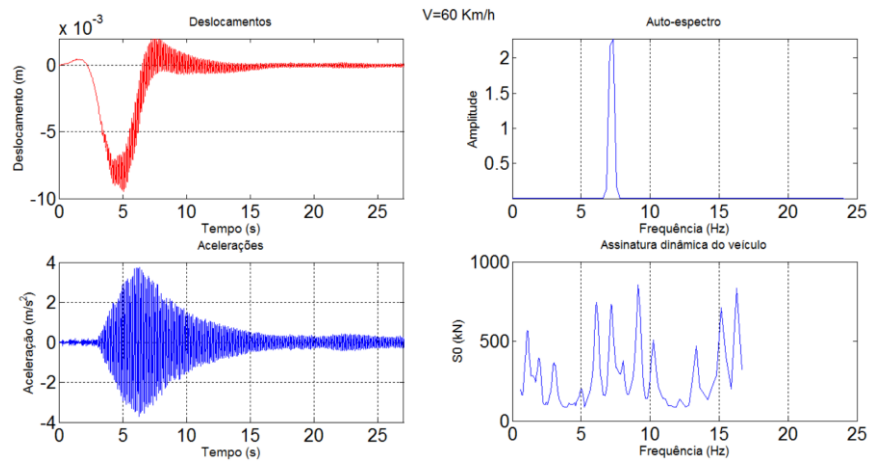


a)

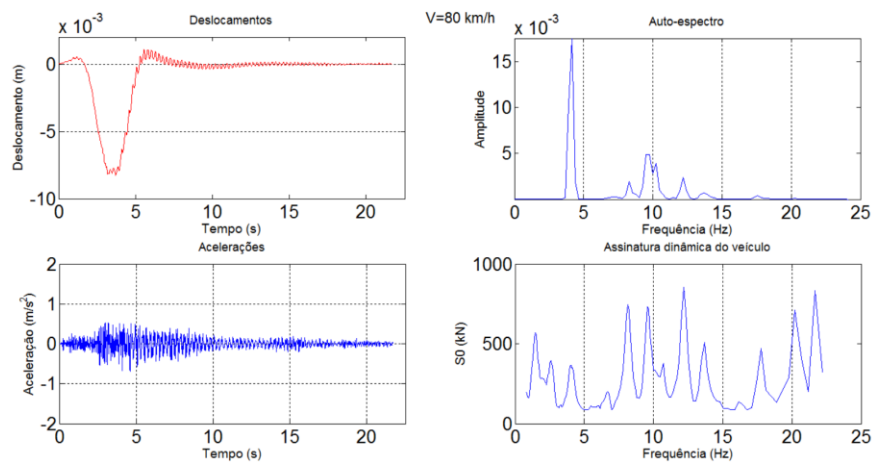


b)

Figura 84 - Resultados da resposta dinâmica de secção de meio vão do tramo 2 para a passagem do veículo ML-Simples a velocidade de: a) 20 km/h; b) 40 km/h

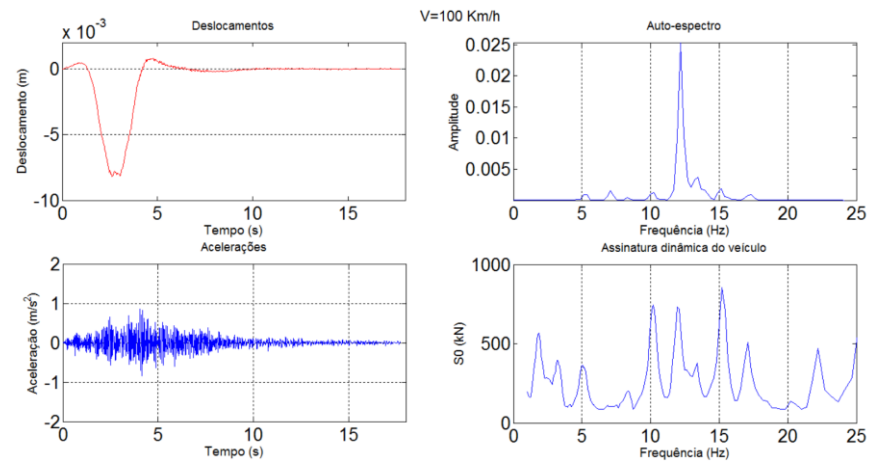


c)

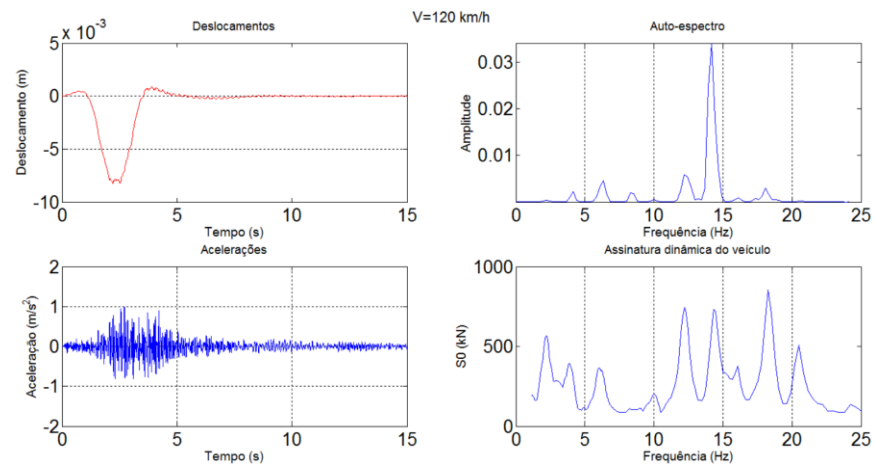


d)

Figura 84 (continuação) - Resultados da resposta dinâmica de secção de meio vão do tramo 2 para a passagem do veículo ML-Simples a velocidade de c) 60 km/h; d) 80 km/h;

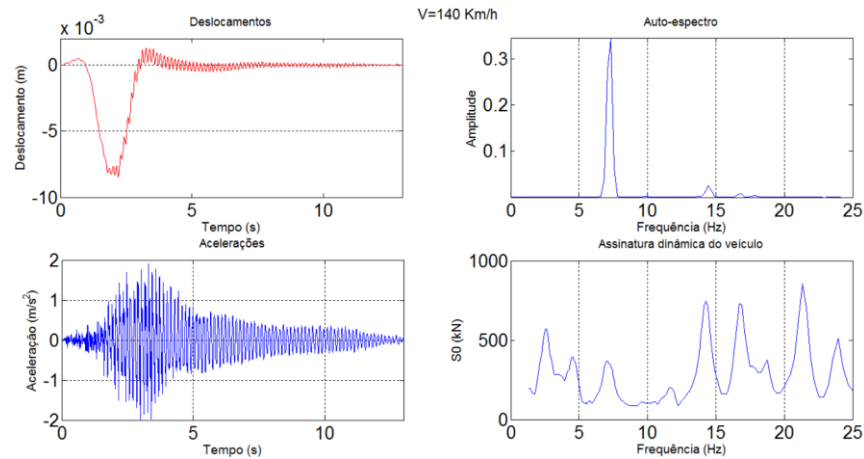


e)

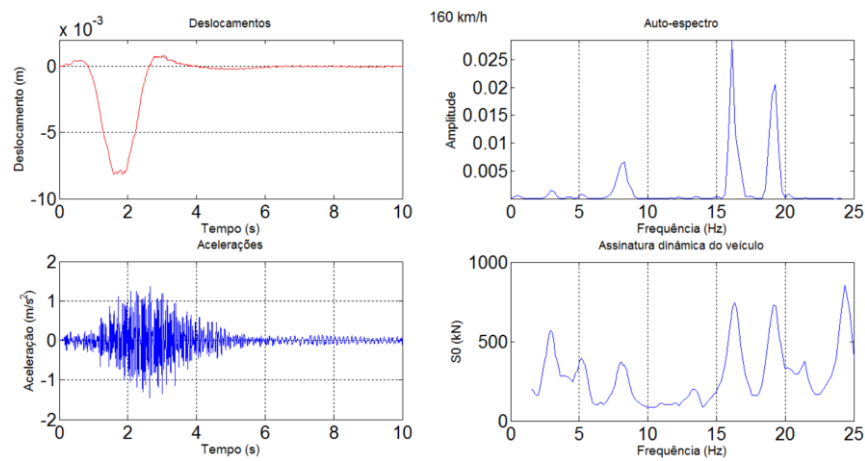


f)

Figura 84 (continuação) - Resultados da resposta dinâmica de secção de meio vão do tramo 2 para a passagem do veículo ML-Simples a velocidade de: e) 100 km/h; f) 120 km/h

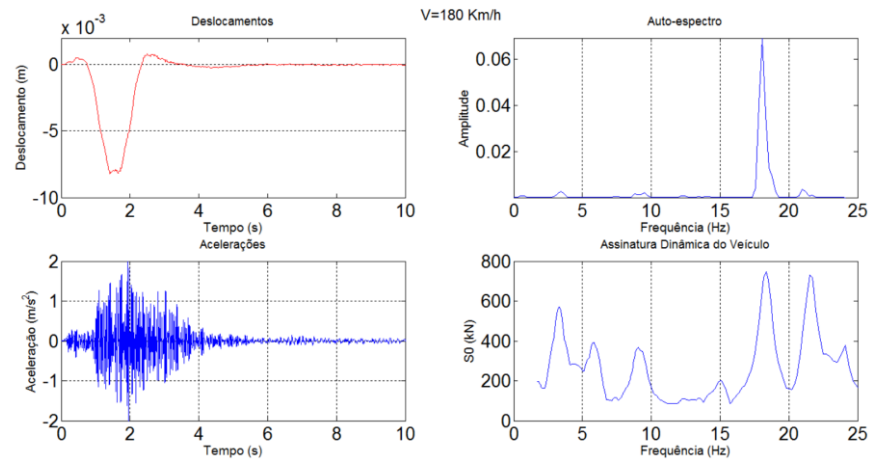


g)

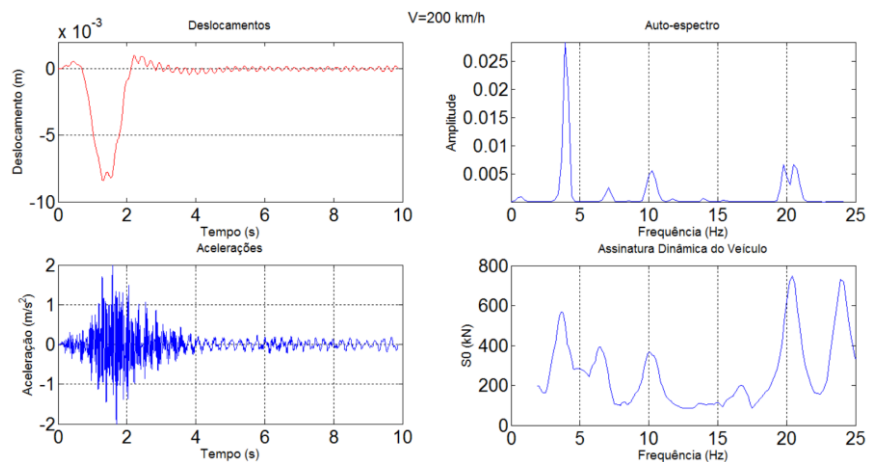


h)

Figura 84 (continuação) - Resultados da resposta dinâmica de secção de meio vão do tramo 2 para a passagem do veículo ML-Simples a velocidade de: g) 140 km/h; h) 160 km/h;



i)



j)

Figura 84 (continuação) - Resultados da resposta dinâmica de secção de meio vão do tramo 2 para a passagem do veículo ML-Simples a velocidade de: i) 180 km/h; j) 200 km/h

Da observação do conjunto dos gráficos é possível constatar que para qualquer velocidade de circulação a resposta em deslocamento é controlada essencialmente pelo efeito quase estático do carregamento sendo os efeitos dinâmicos pouco significativos.

Para além disso, regista-se também a tendência dos picos das frequências associadas à ação sofrerem uma translação com o aumento de velocidade. Para as velocidades em que as frequências dominantes da ação coincidem ou se aproximam de alguma frequência natural da estrutura, os efeitos dinâmicos são amplificados.

No caso da velocidade de 60 km/h e 140 km/h, observam-se valores de acelerações bastante elevados, devido sobretudo ao contributo de uma frequência de 7.23 Hz. Para compreender esses valores foi feita uma análise mais detalhada do comportamento da estrutura para as velocidades próximas de 60 km/h, nomeadamente 50, 55, 60, 65 e 70 km/h, representada na Figura 85.

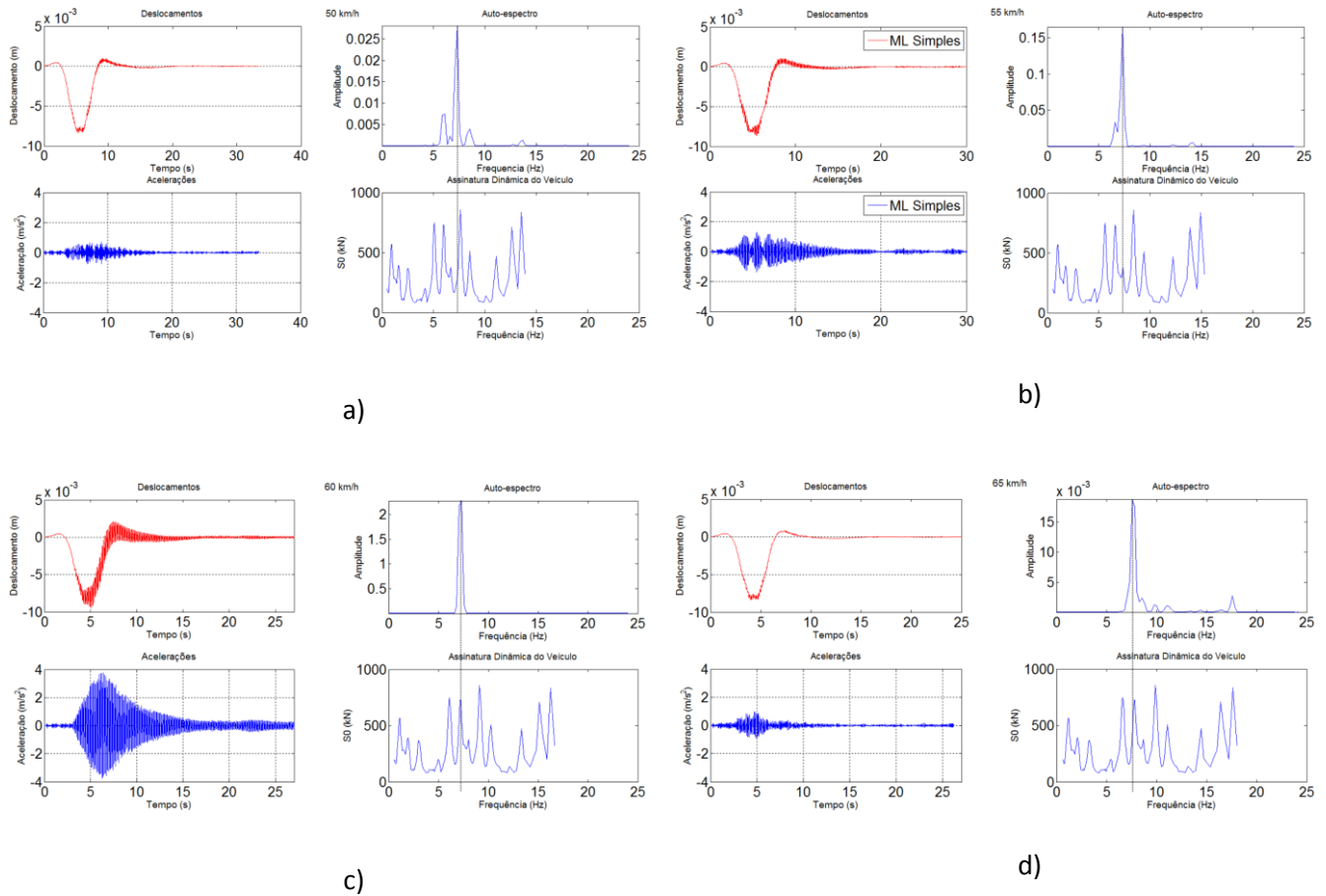
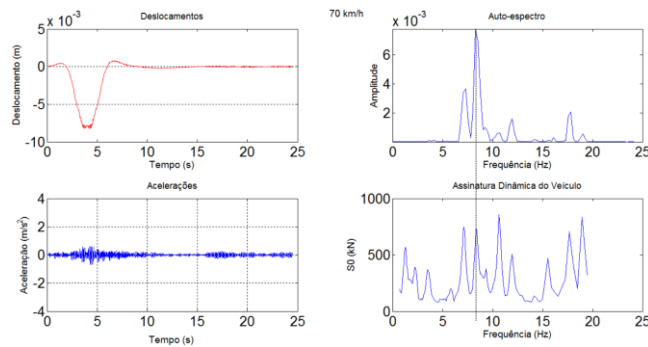


Figura 85 - Resultados para velocidades de a) 50; b) 55; c) 60; d) 65; e) 70, para a passagem do veículo ML - Simple no tramo 2



e)

Figura 86 (continuação) - Resultados para velocidades de a) 50; b) 55; c) 60; d) 65; e) 70, para a passagem do veículo ML -Simples no tramo 2

Analisando os resultados verifica-se que á medida que os picos do gráfico de assinatura dinâmica do veículo se aproximam dos valores da frequência do 7º modo de torção (7,23 Hz), modo associado somente ao tramo 2, os valores de acelerações tendem a aumentar, atingindo os valores máximos para velocidade igual a 60 km/h. O mesmo comportamento se verifica nas velocidades vizinhas de 140 km/h.

Na Figura 86 encontram-se representados os gráficos das acelerações máximas estimadas para a corda superior de montante e longarina, nas secções de 1/2 vão dos tramos 2 e 11 e no coroamento do arco, para as diferentes velocidades analisadas.

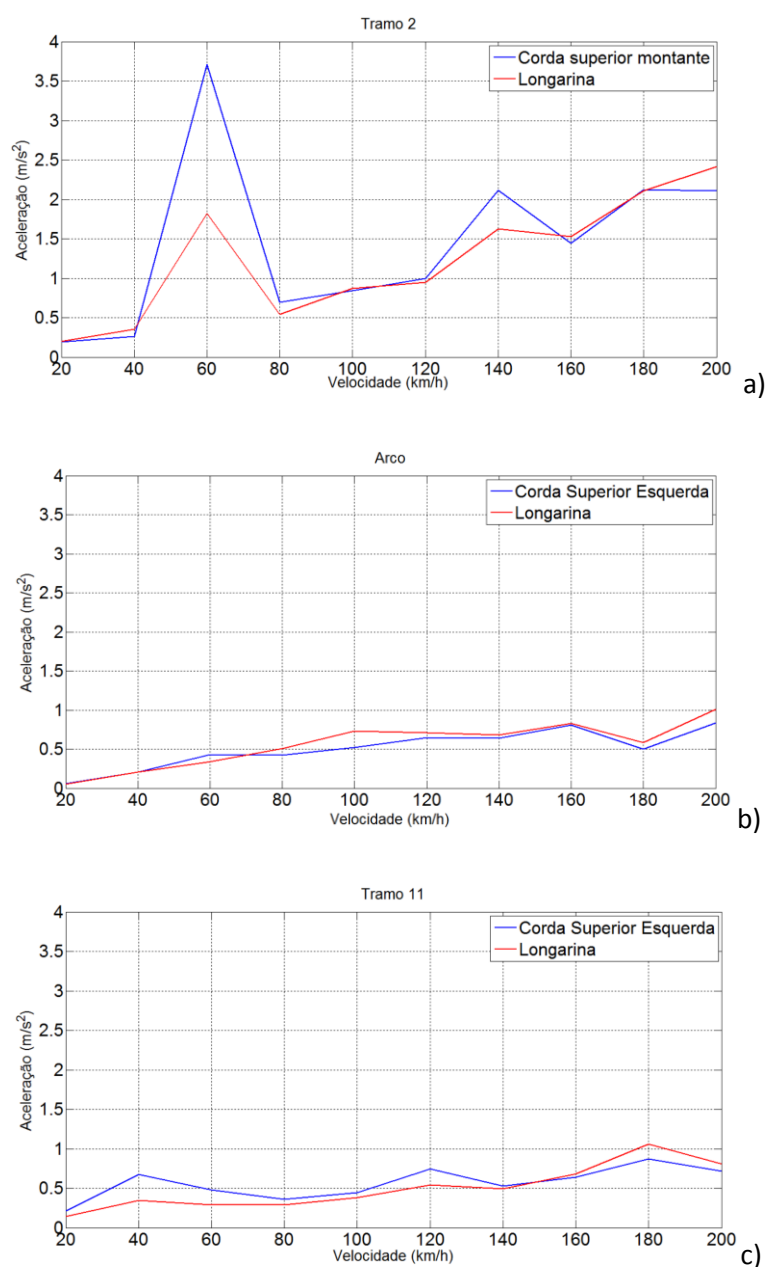


Figura 86 – Valores máximos das acelerações nas secções de 1/2 vão dos a) tramos 2; b) coroamento do arco; c) tramo 11 em função da velocidade, nos pontos de controlo da corda superior de montante e da ligação carlinga/longarina.

De uma forma geral, é possível observar um incremento de aceleração à medida que a velocidade de circulação aumenta. De realçar a existência de 3 picos de aceleração no tramo 2 para velocidades iguais a 60, 140 e 180 km/h, e de outros 3 no tramo 11, menos notórios, para velocidades de 40, 120 e 180 Km/h. Na zona do coroamento do arco o crescimento das acelerações é mais uniforme, sendo o seu

valor muito semelhante independentemente do ponto de controlo analisado. Nos tramos fora do arco as acelerações na corda são superiores às da ligação carlinga/longarina para praticamente todas as velocidades inferiores a 160 Km/h. Para as várias velocidades analisadas os valores mínimos de acelerações foram registados no tramo 2.

5.6 INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO PONTE COMBOIO

Nesta secção é realizada a comparação das respostas dinâmicas obtidas com base nas metodologias de análise dinâmica com e sem interação ponte-comboio.

No que se refere à resposta dinâmica calculada com recurso à metodologia com interação ponte-comboio importa referir que não foram consideradas as irregularidades da via e que foi realizada com recurso ao programa TBI ("Train Bridge Interaction") (Ribeiro, 2012). Neste tipo de problemas o programa recorre ao método da sobreposição modal na resolução do problema dinâmico da ponte, e ao método de Newmark, na resolução do problema dinâmico do comboio. O incremento de tempo (Δt) das análises foi adotado igual a 0,001s, tal como no caso da metodologia de cargas móveis.

Na Figura 87 apresentam-se os registos de deslocamentos e acelerações, e correspondente auto-espectros, para a passagem do veículo ML-Simples a uma velocidade de 80 km/h, mediante a aplicação da metodologia de cargas móveis e a utilização da metodologia que considera a interação ponte-comboio. A secção analisada é a do 1/2 vão do tramo 2.

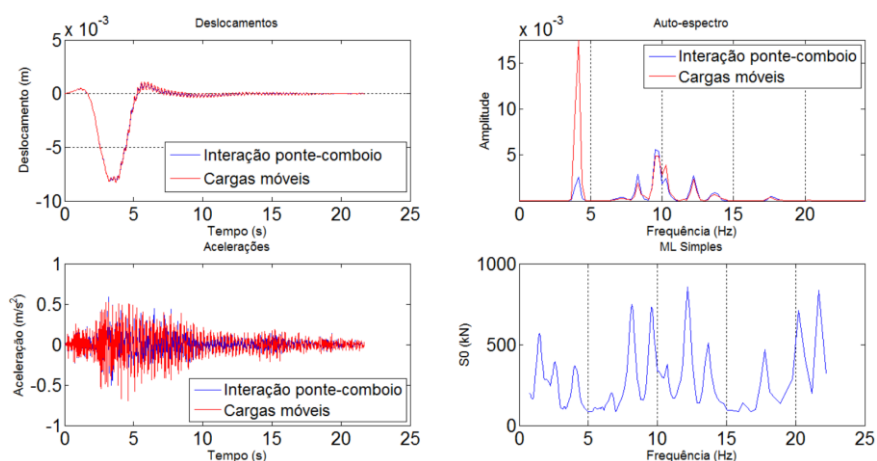


Figura 87 – Resposta dinâmica de secção de meio vão do tramo 2 à passagem do veículo ML Simples com uma velocidade de circulação de 80km/h, com base na metodologia de cargas móveis e metodologia com interação ponte-comboio.

A Figura 87 revela que os deslocamentos estáticos são iguais, como não poderia deixar de ocorrer. No entanto, em vibração livre, os deslocamentos calculados considerando interação são inferiores em cerca de 60%.

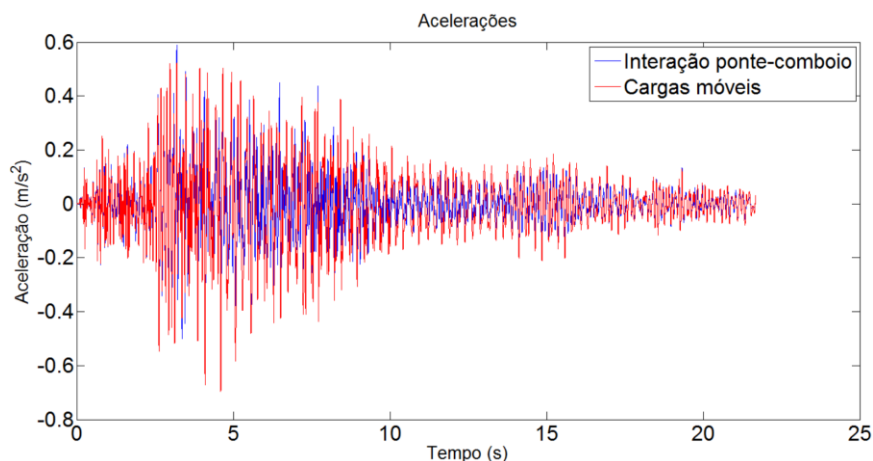


Figura 88 - Acelerações na secção de 1/2 vão do tramo 2 para a passagem do veículo ML Simples com uma velocidade de circulação de 80 km/h estimados para ambas as metodologias

O gráfico da Figura 88, já apresentado na Figura 87 mas agora ampliado, permite verificar que a resposta dinâmica em termos de picos de aceleração é reduzida em cerca de 15% no caso de ser usado o modelo com interação ponte-comboio comparativamente à utilização do modelo de cargas móveis. No primeiro caso o valor máximo da aceleração é de $0,59 \text{ m/s}^2$ enquanto no segundo é $0,69 \text{ m/s}^2$.

A metodologia com interação ponte-veículo permite ainda estimar os valores de acelerações e deslocamentos experimentados pela caixa do veículo e pelos passageiros.

Na Figura 89 apresentam-se esquematicamente o modelo do veículo, assim como a numeração dos pontos de controlo dos passageiros e da caixa.

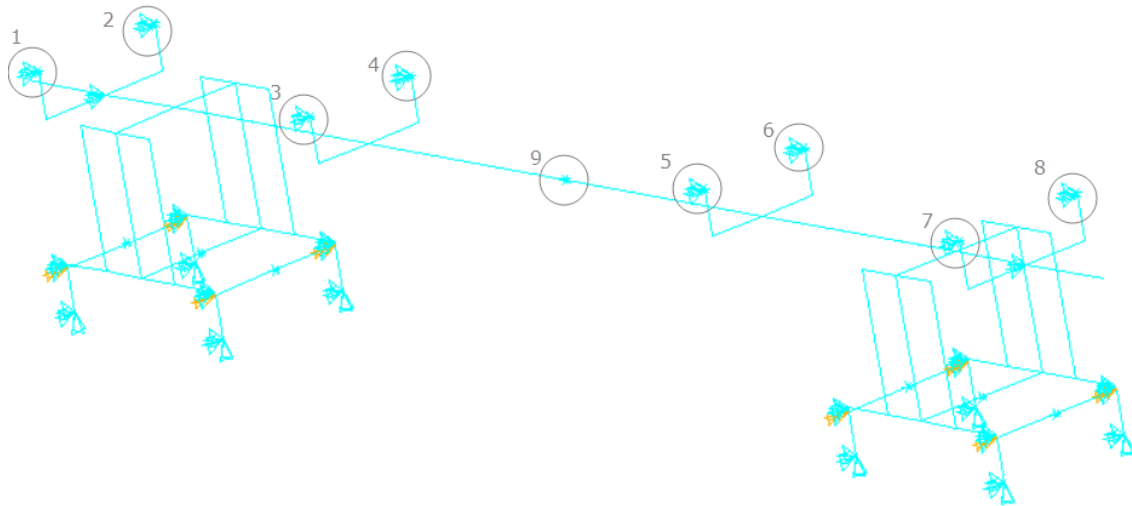


Figura 89 - Esquema do modelo numérico do veículo ML-Simples

A Figura apresenta os gráficos de deslocamentos e acelerações obtidos para alguns passageiros (pontos 2, 4, 6 e 8) e para a caixa (ponto 9).

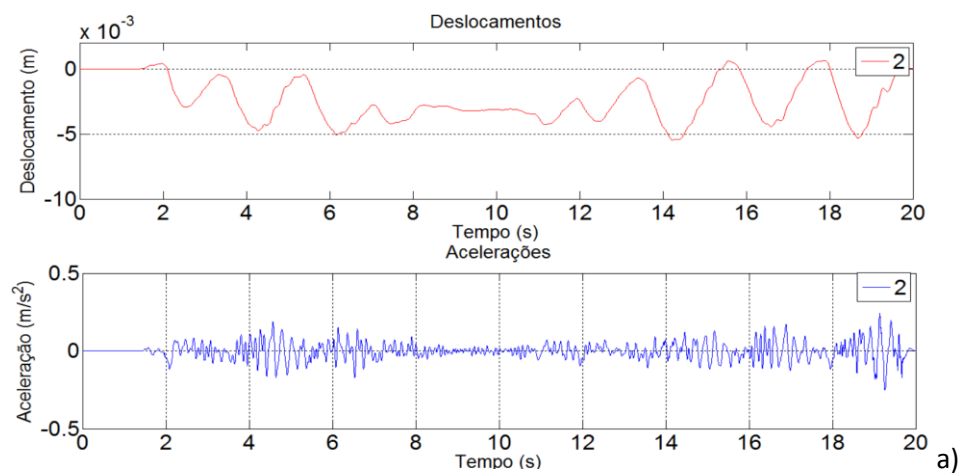


Figura 90 - Deslocamentos e acelerações estimados para os passageiros e caixa a) ponto de controlo 2; b) ponto de controlo 4; c) ponto de controlo 6; d) ponto de controlo 8; e) caixa

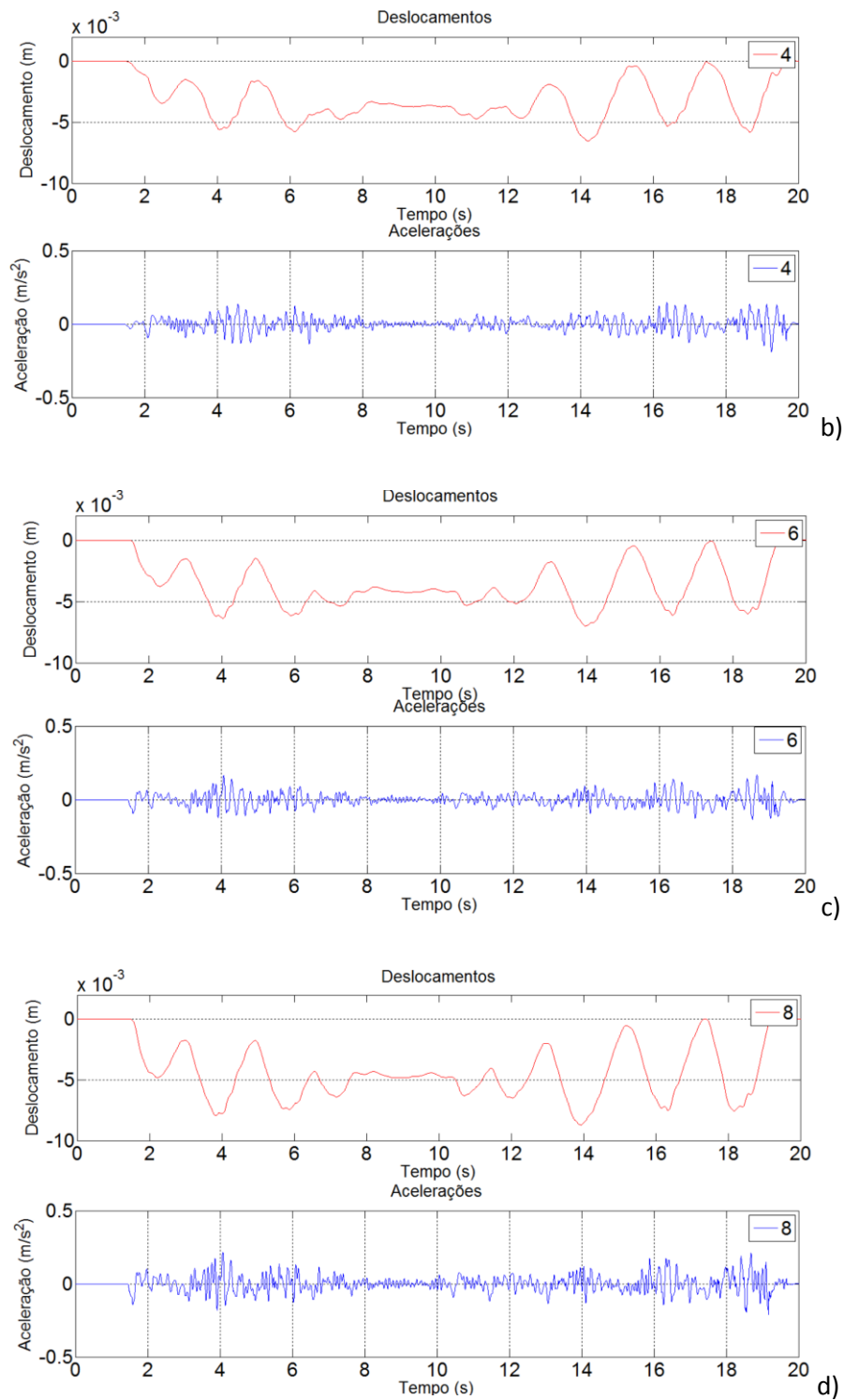


Figura 90 (continuação) - Deslocamentos e acelerações estimados para os passageiros e caixa a) ponto de controlo 2; b) ponto de controlo 4; c) ponto de controlo 6; d) ponto de controlo 8; e) caixa

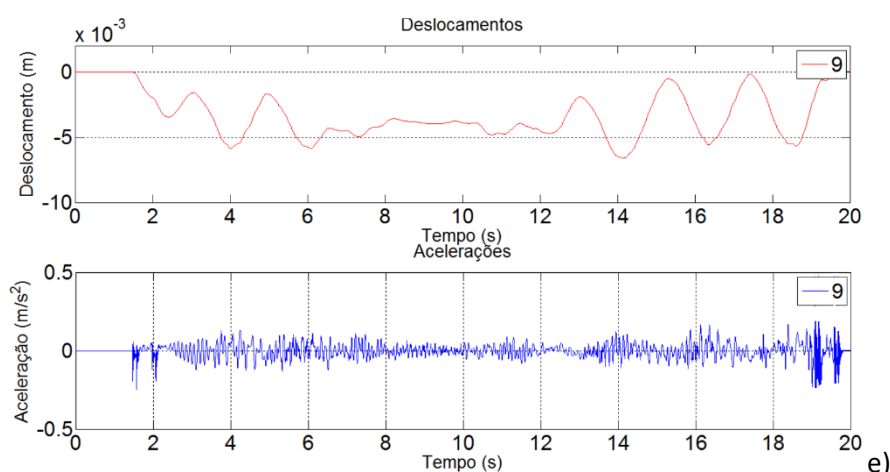


Figura 90 (continuação) - Deslocamentos e acelerações estimados para os passageiros e caixa a) ponto de controlo 2; b) ponto de controlo 4; c) ponto de controlo 6; d) ponto de controlo 8; e) caixa

Dos gráficos é possível concluir que os passageiros experimentam maiores deslocamentos quando o veículo se desloca sobre os últimos 3 tramos, contrariamente à zona do arco onde o movimento é mais uniforme para qualquer dos assentos.

No que toca às acelerações, exibem o mesmo padrão para todos os passageiros, ainda que as extremidades (2 e 8), exibam máximos ligeiramente mais altos ($0,25 \text{ m/s}^2$).

5.7 VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITE

5.7.1 Aceleração vertical do tabuleiro

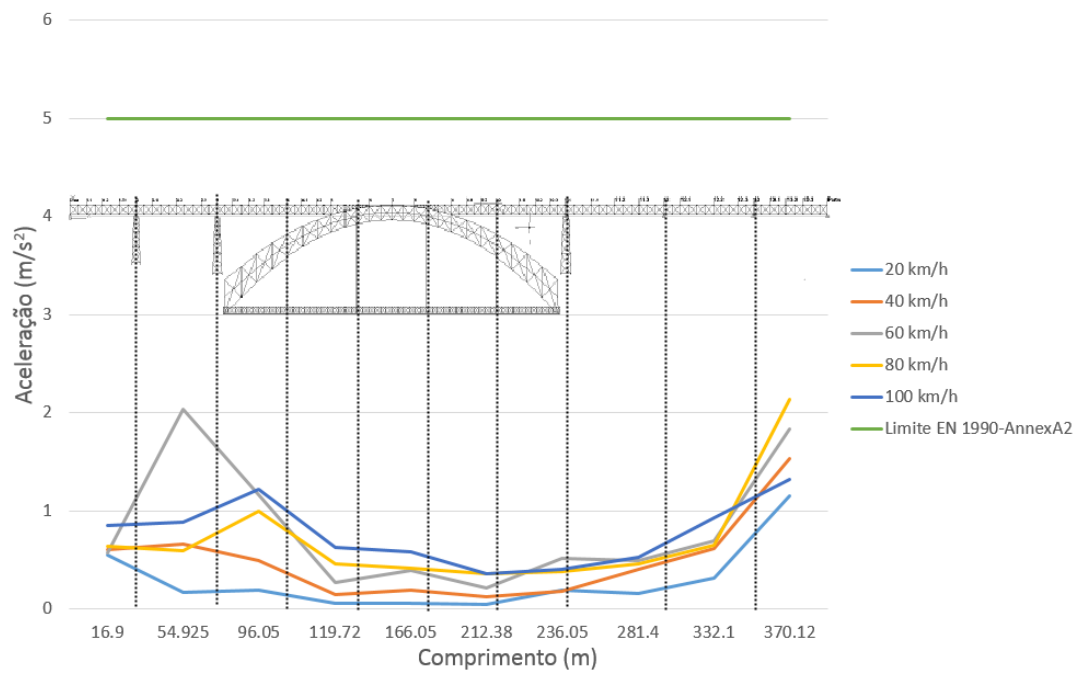
A limitação dos níveis de aceleração vertical do tabuleiro relaciona-se com a necessidade de evitar a ocorrência da instabilidade do balastro ou da perda de contato entre a roda e o carril. No Quadro 4.2 é possível observar os valores limite regulamentares da aceleração vertical do tabuleiro para pontes com e sem via balastrada.

Quadro 12-Valores máximos da aceleração vertical do tabuleiro (adaptado de EN 1990-AnnexA2, 2005)

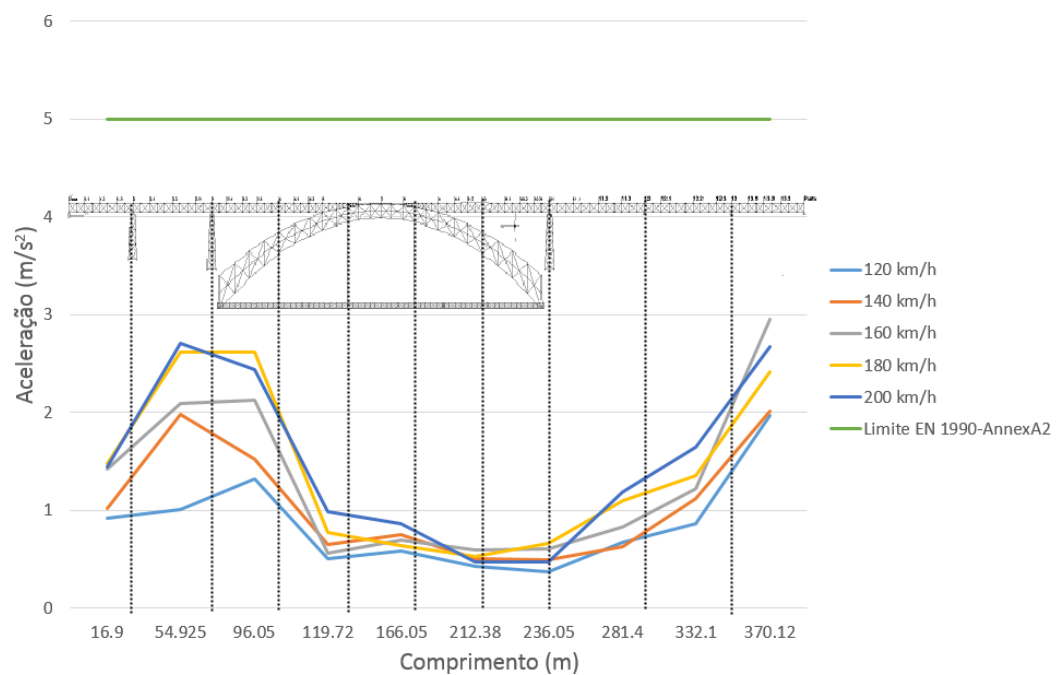
Tipo de via	Valor limite regulamentar da aceleração vertical (m/s ²)
Balastrada	3,5
Fixação direta ao tabuleiro (não balastrada)	5,0

A determinação dos valores máximos de aceleração vertical do tabuleiro deve ser realizada por intermédio de análises dinâmicas com modelos de carga reais, considerando apenas uma via carregada. Deverão ser consideradas frequências até ao máximo de: i) 30Hz; ii) 1,5 vezes a frequência do primeiro modo de vibração do elemento estrutural a analisar; iii) incluir os três primeiros modos de flexão vertical.

De acordo com os valores obtidos no cálculo dinâmico com interação ponte-comboio apresentados na secção anterior, foi possível observar que o elemento com valores de acelerações mais elevados era a corda superior esquerda. Na Figura 91 apresentam-se valores máximos de aceleração vertical dos 1/2's vãos dos tramos do tabuleiro aquando a passagem do veículo ML95- Simplex, para velocidades entre os 20 e os 200 km/h, assim como o limite estabelecido pela EN 1990-AnnexA2, (2005), para vias não balastradas.



a)



b)

Figura 91 - Aceleração vertical máxima do tabuleiro aquando a passagem do veículo ML95, com velocidades de a) 20 km/h até 100 km/h; b) 120 km/h até 200 km/h

Da análise da Figura 91 é possível constatar que os valores máximos de aceleração vertical do tabuleiro superior, são sempre inferiores a 3 m/s^2 , estando por isso todos dentro do limite regulamentar.

5.7.2 Conforto dos passageiros

O nível de conforto dos passageiros depende das acelerações verticais a que são submetidas as caixas das carruagens aquando da passagem do comboio sobre a ponte.

A norma EN 1990-AnnexA2 (2005) define os valores máximos admissíveis para a aceleração vertical no interior das carruagens em função de três níveis de conforto: i) Muito bom; ii) Bom; iii) Aceitável. (Quadro 13)

Quadro 13 - Valores máximos admissíveis da aceleração vertical no interior das carruagens, em função do nível de conforto dos passageiros (adaptado de EN 1990-AnnexA2, 2005)

Nível de conforto	Valor máximo admissível da aceleração vertical no interior das carruagens
Muito Bom	1.0 m/s^2
Bom	1.3 m/s^2
Aceitável	2.0 m/s^2

Para efeito da avaliação do conforto dos passageiros foram utilizados os valores dos registos das acelerações verticais, do passageiro mais desfavorável localizado na posição 8 (Figura 92) e da base da caixa (b).

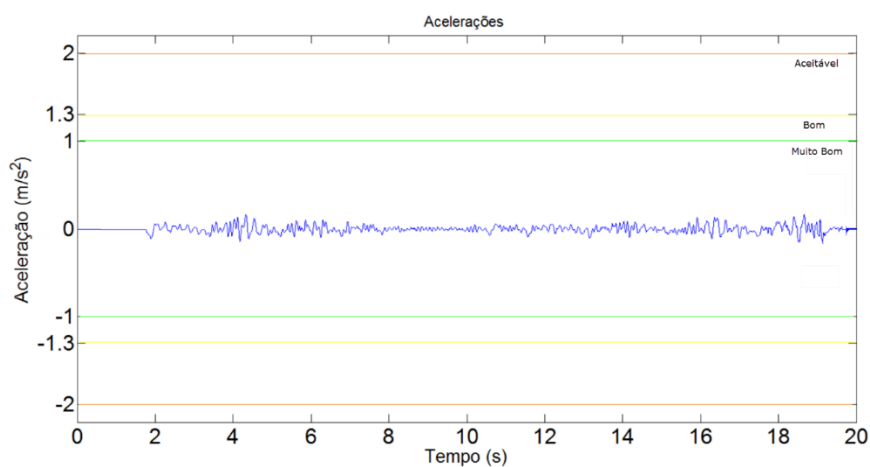


Figura 92 - Nível de conforto dos passageiros no assento para uma velocidade de 80 km/h.

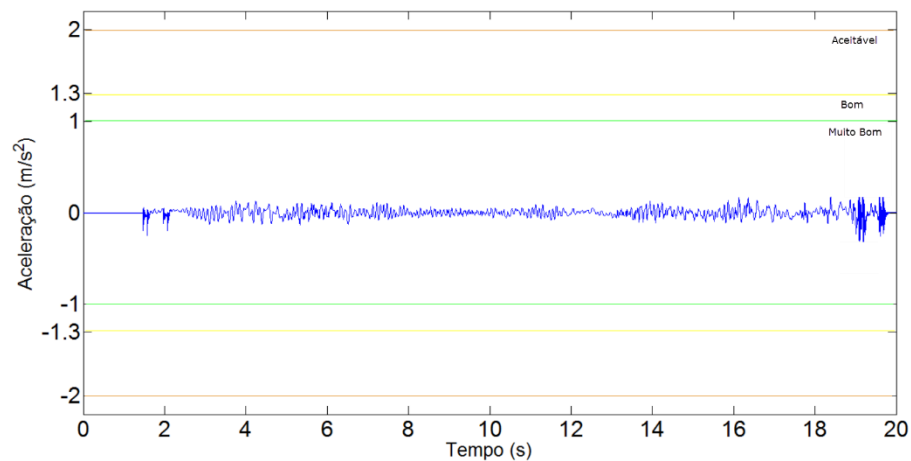


Figura 93 - Nível de conforto dos passageiros na caixa para uma velocidade de 80 km/h a) ponto de controlo 8; b) caixa

Analisando as figuras acima representadas é possível concluir que o nível de conforto dos passageiros no interior do veículo é muito bom, quer ao nível da caixa como ao nível do sistema passageiro assento.

5.7.3 Conforto dos pedestres

O conforto dos pedestres deve ser avaliado em termos do nível de aceleração máxima aceitável medida na zona dos passeios do tabuleiro superior da ponte.

A norma EN 1990-AnnexA2 (2005) recomenda que os valores máximos admissíveis para a aceleração vertical, na zona de passagem dos pedestres, devem ser inferiores a $0,5\sqrt{fv}$ ou $0,7 \text{ m/s}^2$. Em que fv , é a frequência fundamental vertical natural do tabuleiro, caso o valor de fv exceda 5 Hz não é necessária qualquer outra verificação.

Na ponte Luiz I, os pedestres transitam na zona dos passeios, que se encontram nas consolas, assumindo que os modos que afetam diretamente as consolas encontram-se com frequências superiores a 5 Hz, a Figura 94, representa os resultados nas consolas em termos de acelerações máximas, para a passagem do veículo ML Simples, a velocidades entre 20 e 200 km/h, e respetivo limite.

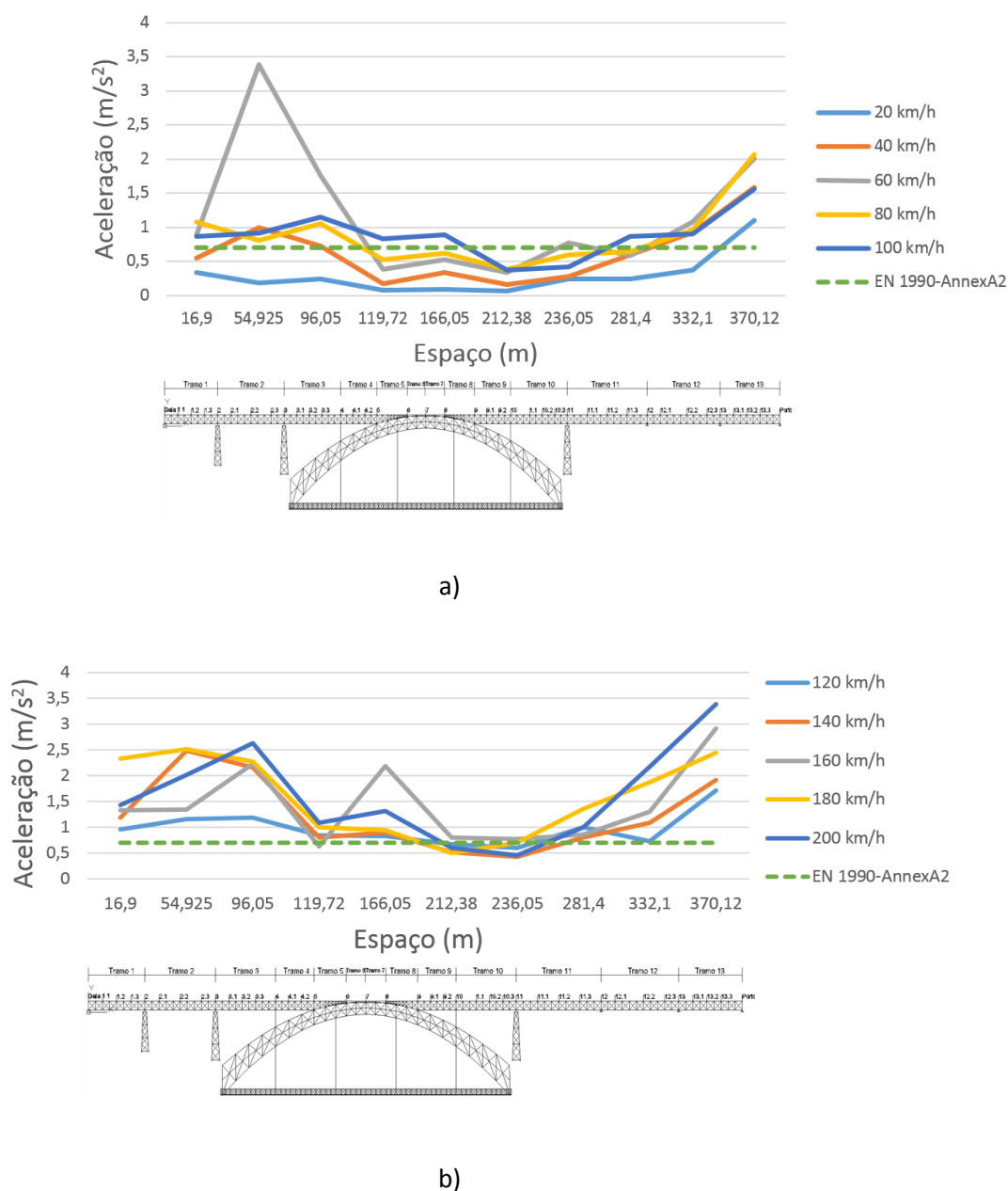


Figura 94 – Avaliação do nível de conforto dos pedestres com base nos valores máximos das acelerações medidas na consola do passeio, para a passagem do veículo ML- Simples, com velocidades de a) 20 km/h até 100 km/h; b) 120 km/h até 200 km/h.

A observação dos resultados permite constatar que para se garantir o conforto dos pedestres segundo o que a EN 1990-AnnexA2 (2005) recomenda, o veículo teria de se deslocar a uma velocidade máxima de 20km/h até ao final do 3º tramo, podendo atingir os 80 km/h desde essa zona até ao final do 11º tramo, no restante percurso seria recomendado voltar a transitar a 20 km/h. Todas as outras velocidades transmitem para a consola, acelerações verticais superiores ao limite.

6 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1 CONCLUSÕES

A presente dissertação teve como principal objetivo o estudo dinâmico da ponte Luiz I, no Porto, sob ação de tráfego ferroviário ligeiro antes da reabilitação e envolvendo aspetos de modelação numérica da estrutura e dos veículos.

No Capítulo 2 foram descritos alguns dos aspetos de modelação numérica que deverão ser tidos em conta no estudo do comportamento dinâmico do sistema ponte-comboio, nomeadamente ao nível da modelação dos subsistemas ponte, via e comboio. Também foram apresentadas as metodologias numéricas de análise dinâmica, em particular a metodologia de cargas móveis e a metodologia com interação ponte-comboio. Ainda neste capítulo foi descrito a aplicação computacional TBI – Train Bridge Interaction, visto ter sido a utilizada para a realização das análises dinâmicas que suportaram o presente trabalho, sendo ainda apresentadas algumas implementações na rotina de pós-processamento, que se mostraram eficientes e de fácil utilização, tanto a nível gráfico como no tempo despendido na análise, tornando-a mais organizada e eficiente.

No Capítulo 3 foi descrito o modelo numérico tridimensional de elementos finitos da Ponte Luiz I, desenvolvido com recurso ao programa comercial ANSYS. O estudo apenas incidiu no tabuleiro superior da ponte, no entanto o modelo incluiu todos os elementos estruturais da ponte, utilizando os dados do projetos existentes antes da reabilitação.

A análise modal do modelo numérico da ponte Luiz I permitiu concluir que os primeiros 11 modos de vibração de flexão vertical identificados são essencialmente de carácter global com frequências compreendidas entre 1,64 Hz e os 4.91 Hz. Os 16 modos de vibração seguintes que mobilizam individualmente cada um dos tramos do tabuleiro superior, com frequências entre 5,37 Hz até 11,92 Hz. Os restantes modos de flexão vertical são modos de continuidade, mobilizando vários tramos e

com frequências entre os 14 Hz e 30 Hz. Relativamente aos modos de torção, estes têm frequências compreendidas entre 2 Hz e 22 Hz.

A validação do modelo numérico desenvolvida foi realizada por comparação das frequências naturais e do tipo de vibração com os identificados em estudos experimentais e numéricos, realizados anteriormente por outros autores e em relação aos quais apresentam desvios máximos de 3,5%.

No Capítulo 4 foi descrito o veículo do Metro utilizado para o estudo dinâmico da ponte assim como o seu modelo numérico tridimensional de elementos finitos. A modelação incidiu unicamente no veículo de reboque intermédio devido à semelhança entre os veículos motores e intermédios, na elaboração do modelo houve especial atenção ao nível do travamento dos elementos da caixa e bogies para evitar o aparecimento de modos locais, para além de movimentos de corpo rígido transversais e de torção, até obterem-se frequências próximas dos valores típicos para este tipo de veículo. De uma análise modal foram identificados os modos verticais da caixa, dos bogies e dos passageiros, com frequências compreendidas entre 1,03 Hz e 7,36 Hz.

No Capítulo 5 são apresentados os resultados das análises dinâmicas do sistema ponte-comboio considerando a passagem de comboios ligeiros de passageiros que circulam nas linhas do Metro de Lisboa e do Porto. A resposta dinâmica foi avaliada em termos de deslocamentos e acelerações e a $\frac{1}{2}$ e $\frac{1}{3}$ vão dos diversos tramos do tabuleiro superior. Foi avaliada a influência do ponto de controlo na secção transversal para a passagem do veículo ML Simples, a circular 80 km/h, tendo-se concluído que os maiores deslocamentos ocorriam quando o veículo se deslocava sobre a secção analisada, nas cordas superiores e inferiores a montante e longarina, tornando manifesta a influência do lado da secção onde se simulou a passagem do veículo. No que diz respeito às acelerações na secção transversal, os valores máximos encontravam-se nos mesmos pontos de controlo.

Foi também avaliada a variabilidade de resposta em função do tramo, para a passagem do mesmo veículo e para uma velocidade de 80 km/h. Destas análises constatou-se que os valores máximos foram registados a meio vão do tramo 11, enquanto os valores máximos na zona do arco são inferiores devido ao efeito de blindagem do arco. Relativamente às acelerações observou-se o mesmo efeito, no entanto os maiores valores foram registados nos três primeiros tramos do lado de Gaia. Por outro lado o efeito de continuidade destes tramos faz com que ocorra uma amplificação das acelerações do tramo 1 aquando da passagem do veículo pelos tramos 2 e 3.

Quanto à análise da influência do tipo de veículo as respostas dinâmicas mais gravosas foram registadas para a passagem do veículo ML Duplo.

Relativamente à influência da velocidade verificou-se que para todas as velocidades de circulação a resposta em deslocamento é controlada essencialmente pelo efeito quase-estático do carregamento sendo os efeitos dinâmicos pouco significativos. Foram também detetados contributos significativos para a resposta de modos de torção associados ao tramo 2, que amplificaram significativamente os valores das acelerações nesse tramo para a passagem de ML a 60 km/h.

Ainda no mesmo capítulo analisou-se a influência da metodologia de interação ponte-comboio avaliadas duas metodologias, com e sem interação. Os resultados mostraram que o modelo com interação ponte-comboio conduziu a valores mais baixos aproximadamente 15%, comparativamente à metodologia de cargas móveis.

Por último foram ainda verificados os estados limites, segundo as indicações da norma EN 1990-AnnexA2 [2005], relativamente às acelerações verticais do tabuleiro e ao conforto dos passageiros e pedestres. As acelerações verticais do tabuleiro demonstraram estar bastante abaixo dos limites impostos pela norma, para todas as velocidades analisadas. Quanto ao conforto dos passageiros, verifica-se também um nível de conforto muito bom em todos os casos analisados. No entanto, o nível de conforto dos pedestres para uma utilização intensiva da ponte não é considerado aceitável, em determinados tramos e para determinadas velocidades de circulação.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Ao longo desta dissertação surgiram diversas perspetivas de temáticas que poderão ser aprofundadas em desenvolvimentos futuros, em particular:

- Monotorização experimental da ponte para a passagem de tráfego tendo em vista a obtenção de um conjunto de respostas em termos de deslocamentos e acelerações que possibilitariam a validação modelo numérico da ponte sob a ação de tráfego ferroviário;
- Calibração experimental do modelo numérico desenvolvido com base em ensaios de vibração ambiental, abrangendo novas frequências, sobretudo de modos de flexão verticais e de torção do tabuleiro superior;
- Estudos de fadiga de elementos da estrutura;
- Estudo dinâmico da ponte envolvendo não só o tráfego ferroviário do tabuleiro superior mas também o tráfego automóvel no tabuleiro inferior;

- Análises dinâmicas para a passagem simultânea de dois veículos ferroviários em sentidos contrários;
- Estudo do comportamento dinâmico da ponte incluindo os efeitos transversais;
- Elaboração da análise dinâmica que envolvam as irregularidades da via, com uma medição realizada através de um nivelamento geométrico de precisão;
- Realização de ensaios experimentais do veículo Eurotram, tendo em vista o desenvolvimento de um modelo numérico calibrado;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A

Albuquerque, C. (2008) – Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro ortotrópico em vias de alta velocidade. Tese de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

ANSYS (2009a) – ANSYS Parametric Design Language Guide. ANSYS, Inc., Release 12.0.

ANSYS (2009b) – ANSYS Command Reference. ANSYS, Inc., Release 12.0.

ANSYS (2009c) – ANSYS Element Reference. ANSYS, Inc., Release 12.0.

ANSYS (2009d) – ANSYS Modeling and Meshing Guide. ANSYS, Inc., Release 12.1.

Arêde, A. e Delgado, R. (2011) - Dinâmica de Estruturas. Apontamentos teóricos e práticos da disciplina de Dinâmica de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

C

Calçada, R. - *Avaliação experimental e numérica de efeitos dinâmicos de cargas de tráfego em pontes rodoviárias*. Tese de doutoramento, 2001, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Calçada, R. - *Efeitos dinâmicos em pontes resultantes do tráfego ferroviário a alta velocidade*. Tese de mestrado, 1995, Departamento de Engenharia Civil, FEUP-UP. Porto, Portugal.

Chopra, A. (2006) – *Dynamic of structures: theory and applications to earthquake engineering*, 3rd edition. Pearson: Prentice Hall.

Clough, R. and Penzien, J. (2003) – *Dynamics of Structures*, 3rd edition. New York: McGraw-Hill

Costa, B. - *Structural Identification of Old Steel Bridges: Monitoring and Rehabilitation Assessment*. Doctoral thesis, 2004, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering of University of Porto. Porto, Portugal.

Cruz, M. (2004) – Breve introdução ao MATLAB no âmbito da análise numérica. Instituto Superior de Engenharia do Porto. Porto, Portugal.

D

De Roeck et al., (2012) – *Fatigue assessment of a composite railway bridge for high speed trains*. Part I: Modeling and fatigue critical details. Journal of Constructional Steel Research. Volume 82 (2013)

E

EN 1990-A2 - *Basis of structural design - Annex A2: applications for bridges*. Brussels, Belgium: CEN - European Committee for Standardization, 2005.

EN 1991-2 - *Eurocode 1: actions on structures. Part 2: traffic loads on bridges*. Brussels, Belgium: CEN - European Committee for Standardization, 2003.

F

Feng, H. (2011) – *3D-models of railway track for dynamic analysis*. Master degree project. Department of Transport Science, School of Architecture and the Built Environment, Royal Institute of Technology. Stockholm, Sweden.

Fernandes, P.- *Análises dinâmicas com interação veículo- via- tabuleiro em pontes para ferrovias de alta velocidade*. Tese de mestrado, 2009, Departamento de Engenharia, Universidade de Trás-os Montes e Alto Douro.

Figueiredo, H. - *Dinâmica de pontes mistas aço-betão em linhas de alta velocidade*. Tese de mestrado, 2007, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Frýba, Dynamics of Railway Bridges. Thomas Telford, Prague.

Furtado, F - *Análise de fadiga de uma ponte ferroviária com tabuleiro misto vigado sob a ação de tráfego de mercadoria*. Tese de mestrado, 2013, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia do Porto. Porto, Portugal.

K

Karoumi, R. (2007) – Some modeling aspects in the analysis of dynamic effects of passing trains on bridges. Sustainable Bridges

M

Meixedo, A. (2012) - *Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro pré-fabricado em vias de alta velocidade*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

N

Neves, S. - *Análise dinâmica com interação veículo-estrutura em vias de alta velocidade*. Tese de mestrado, 2008, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

P

Peixoto, D. – *Estudo do contacto roda/carril; análise de tensões e fadiga*. Tese de mestrado, 2008, Departamento de Engenharia Mecânica, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal

Pombo, J. - *A multibody methodology for railway dynamics applications*. Doctoral thesis, 2004, Department of Mechanical Engineering, Instituto Superior Técnico. Lisbon, Portugal.

R

Ribeiro, D. - *Comportamento dinâmico de pontes sob acção de tráfego ferroviário a alta velocidade*. Tese de mestrado, 2004, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Ribeiro, D. – *Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego em pontes Ferroviárias: Modelação numérica, Calibração e Validação Experimental*. Tese de Doutoramento, 2012, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Rigueiro, M. (2007) - *Avaliação dos efeitos dinâmicos em pontes ferroviárias de alta velocidade de pequeno e médio vão*. Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra, Portugal.

Rocha, J.- *Análise de fadiga de uma ponte com tabuleiro metálico ortotrópico em casos de alta velocidade*. Tese de mestrado, 2009, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

S

Santos, E. - *Conservação e reabilitação de pontes metálicas*. Tese de mestrado, 1998, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal
